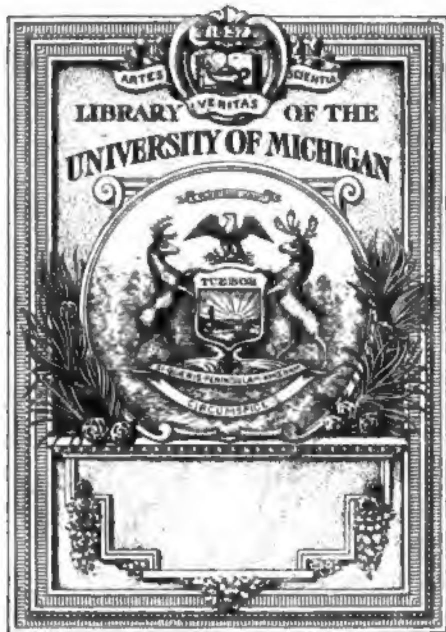
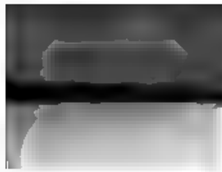




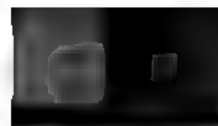
ARTES
VERITAS
SCIENTIA
LIBRARY OF THE
UNIVERSITY OF MICHIGAN
TUEBOR
CIRCUMSPICE

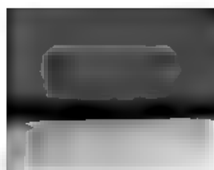


ANALES

DE LA

SOCIEDAD CIENTÍFICA ARGENTINA





ANALES

DE LA

SOCIEDAD CIENTÍFICA ARGENTINA

COMISION REDACTORA

Presidente...... Ingeniero MIGUEL ITURBE.
Secretario...... Ingeniero JOSÉ I. GIRADO.

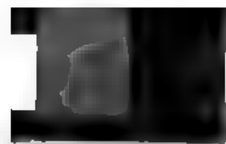
Vocales........

TOMO XXXIX

Primer semestre de 1895

BUENOS AIRES
IMPRENTA DE PABLO E. CONI É HIJOS, ESPECIAL PARA OBRAS
680 — CALLE PERÚ — 680

1895



TEORÍA DEL TRAZADO DE FERROCARRILES

[illegible]

[illegible]

DE BUENOS AIRES

POR ALBERTO SCHNEIDEWIND

[illegible]

INTRODUCCION

La tarea general de trazado de ferrocarriles, de la que voy á ocuparme en este trabajo se divide en dos secciones, refiriéndose la primera al *Estudio del trazado del punto de vista comercial*, y la segunda al *Estudio del trazado del punto de vista técnico*.

En la primera seccion he estudiado cual es, entre los muchos trazados con que se puede ligar dos o mas puntos, el mas apropiado y conveniente, considerando unicamente la importancia o potencia comercial de los puntos dados, en vista del trafico probable de la línea, sin tener en cuenta los accidentes topograficos de la región atravesada, que se supone llana y horizontal.

En la segunda sección se ha ampliado los resultados obtenidos en la primera, estudiando la influencia que las condiciones topográficas de la zona recorrida ejercen sobre el trazado comercial y las modificaciones que dichas influencias sugieren.

El estudio que presento es poco más ó menos una version libre de la obra publicada en 1887 sobre el mismo tema por el ilustrado director de la escuela politécnica de Hanover, ingeniero Guillermo Launhardt, con excepción del último capítulo, que pertenece á otros autores.

Sin apartarme de los principios generales que se establecen en la

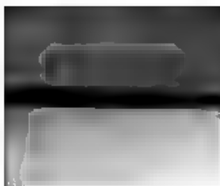
mencionada obra, me pareció oportuno, para mayor claridad y con el fin de evitar al lector investigaciones algebraicas, que apartarían su atención del objeto principal, ampliar la redacción un tanto concisa del original, así como verificar el desarrollo de las fórmulas cuya deducción no se abarca á primera vista.

Los coeficientes numéricos han sido modificados en su mayor parte adoptándose otros más adecuados á las condiciones propias de la República Argentina.

Cuando emprendí este trabajo, guiábame el sólo objeto de preparar las conferencias que debía dar á mis alumnos de la cátedra de Ferrocarriles en la facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, sin ánimo de publicarlas, por cuanto deseaba hacerlo en otra obra de carácter más nacional; pero la insistencia de dichos alumnos y de algunos colegas, que me honran con su amistad, para que lo hiciera público, así como el haberme sido requerido por la Comisión Redactora de los Anales de la Sociedad Científica Argentina, me han decidido á entregarlo á la publicidad.

Haré presente, para evitar críticas infundadas, que no he tenido tiempo de dar á mis apuntes la forma clara, aunque concisa, de una obra didáctica de este género; creyendo sin embargo que, tal cual se presenta, podrá ser útil á los estudiantes é interesante para mis colegas.

Aprovecho esta oportunidad para agradecer á mi distinguido amigo ingeniero Santiago Barabino la valiosa colaboración que me ha prestado, á la cual, en gran parte, se debe que esta obra no sea del todo indigna de ser publicada.



I

TRAZADO COMERCIAL

I

CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE LA TEORÍA DEL TRAZADO COMERCIAL Y TÉCNICO.

En el estudio de ferrocarriles que deben ligar varias poblaciones A, B, C, se presenta un problema más ó menos complicado, según el número de ellas que hay que servir y la formación más ó menos accidentada del terreno. Si los puntos que deben unirse sólo son dos, y el terreno es plano, el problema del trazado es muy sencillo, puesto que la línea más conveniente es la recta que une los dos puntos. Pero cuando los puntos por unir son tres, entonces el problema se complica, aunque el terreno sea plano y horizontal.

En efecto: *¿Cuál será la dirección del trazado? ¿Debe trazarse la línea* ABC, BCA ó CBA (fig. 1)? *¿Deben trazarse las tres juntas? ¿No sería más conveniente elegir un punto intermedio, cualquiera* N, *y hacer concurrir las líneas á este punto, lo que daría el trazado* AN, BN *y* CN? *¿No sería mejor unir* A *y* C *directamente, mediante una recta* AC, *buscar en ella un punto de empalme* M, *y construir un ramal* BM?

Si el número de poblaciones aumenta, el problema se complica considerablemente, pues las soluciones son más numerosas como es fácil comprender.

La solución en todos estos casos es que: *el trazado debe determinarse de tal modo que los gastos de construcción, más los gastos de explotación, sean en suma un mínimo.* Pero la aplicación de esta regla no es tan sencilla y presenta, sobre todo, dificultades considerables de cálculo. Supongamos n poblaciones $A_1\ A_2 \ldots A_n$, y $(n-1)$ puntos de concurrencia, $X_1\ X_2 \ldots X_{n-1}$, con sus coordenadas correspondientes, es decir, $a_1 b_1, a_2 b_2, \ldots a_n b_n$, y $x_1 y_1,\ x_2\ y_2, \ldots x_{n-1}\ y_{n-1}$ (fig 2).

Llamando $k_1,\ k_2,\ k_{1.2}\ k_3,\ k_{2,3} \ldots k_{n-1},\ k_{(n-2)(n-1)}, k_n$ los gastos kilométricos de construcción, $E_1, E_2, E_{1,2}, E_3, E_{2,3} \ldots E_{n-1}\ E_{(n-2)(n-1)}, E_n$ los gastos kilométricos de explotación debe ser:

$$(k_1 i + E_2)\ A_1 x_1 + (k_2 i + E_2)\ A_2 x_1 + (k_{1,2} i + E_{1,2})\ x_1 x_2 + \ldots = C$$

un mínimo, siendo i el tipo del interés del capital, ó sea:

$$(k_1 i + E_1) \sqrt{(a_1 - x_1)^2 + (b_1 - y_1)^2} + (k_2 i + E_2)\cdot$$
$$\sqrt{(a_2 - x_1)^2 + (b^2 - y_1)^2} + (k_{1,2} i + E_{1,2}) \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}$$
$$+ (k_3 i + E_3) \sqrt{(a_3 - x_2)^2 + (b_3 - y_2)^2} + \ldots + (k_n i + E_n)$$
$$\sqrt{(a_n - x_{n-1})^2 + (b_n - y_{n-1})^2} = C$$

Para que este valor sea un mínimo debe ser:

$$\frac{dC}{dx_1} = 0,\ \frac{dC}{dy_1} = 0,\ \frac{dC}{dx_2} = 0,\ \frac{dC}{dy_2} = 0,\ \ldots \frac{dC}{dx_{n-1}} = 0,\ \frac{dC}{dy_{n-1}} = 0.$$

Tendríamos, pues, que resolver $2n - 2$ ecuaciones, para hallar las $2n - 2$ incógnitas.

La solución en esta forma presenta, pues, serias dificultades y hasta puede resultar prácticamente imposible. Sin embargo, veremos más adelante, en el capítulo *Trazado Comercial*, que existe una solución general gráfica que es sumamente sencilla, siendo éste uno de los problemas principales de dicho *trazado*.

Observaremos, de paso, que todas las otras preguntas que nos hicimos al comenzar son casos particulares del tratado aquí, correspondiendo á todas ellas valores especiales de a, b, x é y.

También nos demuestra este ejemplo que es necesario conocer

los valores K y E. El valor de K, depende en parte de la clase de obra que se adopte, de la hidrografía y topografía del terreno, y, sobre todo de las pendientes que se elija. Estas relaciones las determinaremos más adelante en los capítulos *Construcción* y *Trazado técnico*. En cuanto á los gastos de explotación, dependen del tráfico en la línea y, sobre todo, de las pendientes adoptadas, siendo uno de los objetos principales del trazado técnico determinar la relación entre la pendiente y los gastos de explotación.

El problema que acabamos de discutir nos ha suministrado un ejemplo para el *trazado comercial*.

Consideraremos ahora otros dos problemas que servirán para caracterizar el trazado técnico.

Supongamos que AB (fig. 3) sea una línea existente. Se trata de prolongar esta línea hasta C, presentando el terreno una topografía tal que hasta D se pueda llegar sin mayores pendientes, pero que de D en adelante sea necesario desarrollar la línea artificialmente. *¿Qué pendiente es la más conveniente para la parte por desarrollar?* Sean K_1, K_2, K_3, el costo kilométrico de construcción de cada una de las secciones AB, BD y DC; l_1 l_2 l_3 las longitudes correspondientes; E_1, E_2, E_3, los gastos kilométricos de explotación y T la carga que hay que transportar anualmente de A á C.

Indudablemente, el costo de construcción y explotación en toda la línea será un mínimum si el el valor s de la pendiente que se busca ha sido determinado del modo más ventajoso. Supongamos que el costo de transporte de la mercadería de A á C sea C, será:

$$C = (k_1 i + E_1)\, l_1 + (k_2 i + E_2)\, l_2 + (k_3 i + E_3)\, l_3$$

$$C = k_1 l_1 i + k_2 l_2 i + k_3 l_3 i + E_1 l_1 + E_2 l_2 + E_3 l_3$$

$k_1 l_1 i$ es un valor constante
$k_2 l_2 i$ » igualmente constante

$k_3 l_3 i$ es variable, pues l_3 depende de la pendiente s, siendo

$$l_3 = \frac{a_4 - a_3}{s} = f(s),$$

indicando con a las cotas de los puntos correspondientes; E_1 y E_2 dependen igualmente de s, porque siendo s la pendiente más fuerte, influye sobre la formación de los trenes en ese trecho, que el mismo tren debe reecorrer después de pasar por B y D, teniendo que ser formado menos pesado de lo que podía ser en los primeros trechos, á causa de la pendiente fuerte s que sigue, así que no se aprovecha por completo el trabajo que corresponde al personal del tren, puesto que con el mismo podría la máquina arrastrar mayor peso en la segunda sección. Quiere decir que también E_1 y E_2 son funciones de s, es decir, $E_1 = f_1(s)$ y $E_2 = f_2(s)$. Del mismo modo se puede decir que E_3 es una $f_3(s)$. Resulta, pues:

$$C = \text{constante} + \text{constante} + k_2 f(s) + l_1 f_1(s) + l_2 f_2(s) + f(s) f_3(s)$$

Ahora podemos determinar el valor s que resulta de la ecuación

$$\frac{dC}{ds} = 0.$$

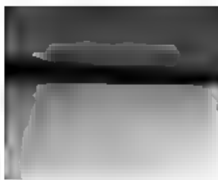
Para resolver esta cuestión deberíamos saber, ante todo, cuáles son las $f(s)$ es decir *¿qué relación hay entre la pendiente y los gastos de explotación?*

La contestación de esta pregunta es uno de los problemas principales del trazado técnico.

Como último ejemplo trataremos ahora el siguiente caso: Entre los puntos A y B (fig. 4) pueden construirse dos líneas. De éstas llamaremos una la *línea directa* y la otra la *variante*. La línea directa es la más corta, y se halla en muy buenas condiciones, con un gasto de explotación E por kilómetro, pero tiene un gran túnel, y cuesta por este motivo D pesos más que la variante. En cambio ésta l_v es más larga, el costo de explotación, E_v por kilómetro, representa mayores gastos, porque la disposición de las pendientes y curvas es menos ventajosa que en la línea directa, pero, en cambio, cuesta K pesos menos. *¿Qué suma mayor puede invertirse en la construcción de la línea directa, suponiendo que sea compensada por las mayores ventajas de explotación?*

En iguales condiciones debe ser:

$$(k + D)i + E_d l_d = E_v l_v + ki$$



$$D = \frac{E_r l_r - E_t l_t + ki + ki}{i}$$

En este caso dependen E_r y E_t de las condiciones de pendientes y curvas de cada línea. La pendiente en ambas puede reemplazarse en cada caso por una *equivalente* y siendo ésta S_r y S_t respectivamente, resulta:

$$E_t = f(s_t) \qquad E_r = f(s_r)$$

ó sea

$$D = \frac{l_r f(s_r) - l_t f(s_t)}{i}$$

El problema se reduce á hallar la pendiente y determinar su influencia sobre los gastos de explotación.

Si suponemos que en general el costo de una línea está representado por la ecuación

$$k = C_1 \text{ (constante)} + f_1(s)$$

y los gastos de explotación por

$$E = C_2 \text{ (constante)} + f_2(s)$$

y si se tiene en cuenta que con disminuir la pendiente, aumentan generalmente los gastos de construcción y disminuyen los de explotación, pueden representarse los gastos por dos curvas, tomando las S como abscisas, y K y E respectivamente como ordenadas; resultando para la primera una curva ascendente y para la segunda una descendente. Una tercera curva (fig. 5) representa la media de gastos, y la ordenada AB del punto más bajo A, determina los gastos mínimos. La abscisa corrrespondiente S = CB es la pendiente más ventajosa.

El problema del trazado técnico equivale, pues, á hallar estas tres curvas y determinar el mínimo en cada caso.

II

PROBLEMA GENERAL DEL TRAZADO

Los gastos de explotación se componen de los de transporte f, por unidad de materia (tonelada-kilómetro ó pasajero-kilómetro), y de los intereses del capital A invertido para crear los medios de transporte (camino y vehículo).

Siendo i el tipo del interés y c el número de toneladas ó pasajeros por trasportar anualmente, la parte de intereses que corresponde á la unidad, es $k_1 = \frac{A \cdot i}{c}$.

Los gastos totales para la unidad de transporte son, por consiguiente:

$$k = f + \frac{Ai}{c}.$$

Indicaremos en este capítulo con:

f costo de transporte unitario;
A capital invertido en los medios de transporte;
i tipo de interés anual;
c número de toneladas ó pasajeros transportados en el año;
k gastos de explotación;
e tarifa por unidad de transporte;
d dividendos.

El costo de explotación por unidad de transporte se halla en cierta relación con el capital A, es decir f es una función de A ó sea $f = F(A)$ y por lo tanto:

$$k = F(A) + \frac{Ai}{c} \qquad (1)$$

Estos gastos de transporte serán mínimos, cuando

$$F(A) + \frac{i}{c} = 0 \qquad (2)$$

Estas fórmulas (1) y (2) pueden interpretarse gráficamente.

En efecto, consideraremos el capital A como abscisa=OC, OD, etc., (fig. 6). Si para cada valor de A tomamos como ordenada el valor correspondiente de $\frac{Ai}{c}$ unimos los extremos de las ordenadas GH, DF, etc., obtendremos una recta OA. Además, si sobre esta OA representamos como ordenadas los correspondientes valores de $f = F(A)$, ó sea las ordenadas HY, FC, etc., obtendremos otra curva BYCB.

El punto más bajo de esta curva ó sea el punto C, para el cual los gastos de transporte $K = DF + FC$, son un mínimo, corresponde á la condición $F(A) + \frac{i}{c} = o$ en que el capital $A = OD$ alcanza su valor más ventajoso.

La abscisa OD representa el capital que tendría que invertir un gobierno, que al construir un ferrocarril sólo debe tener en vista los intereses generales.

No así los capitalistas, los cuales, además de los intereses i del capital invertido, desean un dividendo d máximo. El dividendo será tanto más grande, cuanto mayor sea la diferencia entre el gasto de transporte verdadero y la tarifa e correspondiente.

En general sería:

$$d = \frac{c(e - k)}{A}$$

d sería en este caso un coeficiente, por el cual debe multiplicarse el capital invertido para obtener la ganancia líquida $dA = c[e - K]$.

Si sustituimos para K el valor que resulta de la ecuación número 1 resulta:

$$d = \frac{c\left[e - \left(F(A) + \frac{Ai}{c}\right)\right]}{A} \qquad (3)$$

El costo de transporte resultaría á razón de

$$f = 0.015 + \frac{1000}{80.000} = 0.0275.$$

Es decir que el público tendría que pagar por cada tonelada de transporte 0,0046 pesos más, no teniendo en cuenta los intereses del capital, por lo que resultaría:

$$k = 0.0275 \times \frac{80.000 \,.\, 0.05}{80.000} = 0.0325$$

ó sea 0.0325 — 0.0298 = 0.0027 pesos por tonelada más que antes.

La compañía tendría una ganancia líquida de

$$80.000\ (0.04 - 0.0275) = 1000 \text{ pesos}$$

lo que daría una relación de $12\,{}^1/_2\ {}^0/_0$ con el capital invertido.

Si la compañía lanzase un capital mayor, igual al más ventajoso para los intereses públicos, tendría mejor vía y mayor tren rodante, es decir, haría en general un servicio mejor, pero ganaría solamente, aún con la misma tarifa,

$$126.000\ (0.04 - 0.029) = 13.680$$

lo que sería un 10,8 °/₀ del capital invertido.

Si de ambas sumas deducimos el 5 °/₀, que corresponde á los intereses del capital invertido, el sobrante en el primer caso, sería 7355 pesos, y, en el segundo, sólo 6000 pesos, así que la empresa ganaría 1355 pesos menos por año y por kilómetro. Sin embargo, ganaría el público, porque el servicio sería mejor y la empresa estaría en condiciones de poder rebajar sus tarifas hasta un mínimum, sacrificando algo de sus beneficios.

Como es natural, toda empresa particular tratará siempre de obtener los mayores *dividendos* empleando un *capital mínimo*. Sólo en el caso de competencia hará una rebaja, se verá obligada á aumentar su capital hasta la suma de 100.000 pesos para poder conceder una rebaja de 0.04 á 0.035.

En cuanto á la explotación de ferrocarriles la competencia es muy limitada, y cada línea ejerce un monopolio en cierta zona; por

lo tanto, no se puede esperar de las empresas particulares el servicio de ferrocarriles más perfecto, salvo casos excepcionales.

Esto es de importancia al resolver si los ferrocarriles deben ser construidos por el Estado ó por empresas particulares, no obstante que es necesario tener en cuenta otros factores para poder resolver definitivamente este problema.

No hay duda que la red de ferrocarriles no se extendería tan pronto, si no se entregara su construcción á la acción privada.

Si fuese posible conocer la F(A), que es la relación, entre el costo de transporte y el capital de explotación, se podría calcular para cualquier tráfico el valor más ventajoso del capital de explotación.

Pero en esta forma general no es posible establecer el valor de F(A), que depende de la clase de vía, del vehículo, de la fuerza motriz y del trazado.

En los capítulos siguientes se suponen conocidos el estado de la vía, el vehículo y la fuerza motriz, y se tratará de establecer la relación entre el *costo de transporte y el trazado.*

El estudio de esta relación cuyo resultado servirá para establecer las reglas del trazado, constituye la *teoría del trazado.*

En su establecimiento influyen las *condiciones del tráfico* y *del terreno*.

Por ahora, no tomaremos en cuenta las condiciones del terreno, suponiéndolo completamente llano y horizontal.

El trazado que resultará de esta suposición es el *trazado comercial* (*), y de éste se deducirá el *técnico* teniendo en cuenta las condiciones del terreno.

III

ZONA DE EXPLOTACIÓN

La población se reparte en un país según las diversas ocupaciones á que se dedica y las condiciones de producción más ó menos fecundas del terreno.

(*) Entendemos por *trazado comercial* el que se basa en las condiciones comerciales de la región que debe servir la vía de comunicación que se proyecta.

Una gran parte de la población dedicada á los oficios, al cultivo del terreno y al comercio menudo, se reparte de la misma manera sobre todo el país, mientras el comercio en gran escala, los empleados, artistas, artesanos, etc., tienen su residencia en las grandes ciudades.

En Alemania, segun el censo de 1880, de 45.000.000 de habitantes viven 13.000.000 en las grandes ciudades y el resto se reparte en todo el país. Teniendo esta nación una superficie de 541.000 kilómetros cuadrados, resulta que en cada kilómetro cuadrado viven 60 habitantes, si se excluyen las ciudades, y 84 en total, incluyéndolas.

Llamaremos *tráfico local* el intercambio de los productos entre la población urbana y la rural y *tráfico de tránsito ó comercial* el que se verifica entre los grandes centros.

Cada ciudad es el mercado para la zona de explotación que la rodea.

La ubicación de los mercados no es casual, sino que forzosamente se colocaban á la distancia de una jornada entre sí.

Podemos observar en paises poblados que cuanto más se empeoran los caminos, tanto más se acercan las ciudades y villas de campaña.

Si en un mercado A se vende una mercadería al precio p y se transporta con una tarifa f, esta mercadería cuesta á una distancia x del mercado la suma $p + fx$. Si en el mercado vecino B se vende la misma mercadería al precio p_1 y el precio de transporte es igual á f_1, la mercadería cuesta á la distancia y del mercado B, la suma $p_1 + f_1 y$.

La línea límite entre ambos mercados está por consiguiente determinada por la ecuación

$$p + fx = p_1 + f_1 y.$$

Esta curva es en general *cerrada* y de 4° grado. Ha sido llamada por Cartesio *elipse de segundo orden*, y es la proyección horizontal de la intersección de 2 conos con ejes verticales.

El eje CD (figura 7) de esta curva, que coincide con la dirección de la línea entre los dos mercados A y B, resulta ser igual

$$\mathrm{CD} = \frac{2f_1(p - p_1 + af_1)}{f_1^2 - f^2}.$$

Si $f_1 = f$, es decir, si de ambas ciudades puede hacerse el transporte de la mercadería por la misma tarifa, entonces resulta $CD = y$ y la curva es una rama de hipérbola, cuyo lado cóncavo se dirige hacia el mercado en el cual la mercadería tiene mayor precio.

Si, además, en ambos mercados la mercadería tiene el mismo valor, entonces la curva se convierte en una recta normal á CAB, á igual distancia de A y de B.

En general, si tenemos una serie de mercados, la línea límite de explotación está representada por un polígono, cuyos lados son, según las circunstancias, elipses de segundo orden, hipérbolas ó líneas rectas.

Como en el tráfico se trata de mercaderías de valores muy diferentes, cada una tendría su zona de explotación especial, y como, además, el precio de las mismas está sujeto á muchas variaciones aun en el mismo mercado, no es posible representar la zona de explotación por una *línea* determinada; tendrá, sin embargo, una forma más ó menos fija, sujeta á variar por la construcción de nuevas vías de comunicación ó ferrocarriles.

IV

ZONA DE EXPLOTACIÓN DE LOS CAMINOS

Supondremos que la dificultad para construir caminos, en cuanto á la topografía del terreno, es la misma en todas partes, como asimismo la densidad de tráfico.

Resultará como primera necesidad la construcción de caminos para unir los mercados entre sí.

Estos caminos son los de primer orden y forman una red triangular cuyos lados convergen á los mercados.

En la adyacencia de estos triángulos habrá poblaciones en condiciones más desfavorables, en cuanto á la exportación de sus productos, puesto que se hallan á cierta distancia de los caminos de primer orden.

Si estas distancias son considerables se forman en estos puntos nuevos centros comerciales, mercados ó depósitos secundarios que

necesitan una unión algo más perfecta con los caminos de primer orden, y resultan así los caminos de segundo orden.

Si existen ferrocarriles ó canales, las estaciones son puntos de salida para los caminos de segundo orden, que pueden denominarse en este caso, de *afluencia* ó *tributarios*.

Sea MA (figura 8) un camino de primer orden, y M el mercado más inmediato.

Para transportar los productos de P á M, generalmente, no se elegirá el camino directo PM, sino que se tratará de alcanzar el camino existente por el más corto; por ejemplo, en el punto B.

Llamemos ahora :

f la tarifa en el camino de segundo orden PB,
f_1 la tarifa en el camino perfeccionado MA,
b y c la extensión de los caminos respectivos; resultará el costo total de transporte de P á M

$$K = f . PB + f_1 . BM$$

$$K = f (x^2 + b^2)^{\frac{1}{2}} + f_1 (c - x). \qquad (5)$$

Para que este costo sea un mínimo debe ser

$$\frac{\delta x}{\delta K} = f \frac{x}{(b^2 + x^2)^{\frac{1}{2}}} - f_1 = 0$$

de aquí resulta :

$$fx = f_1 \sqrt{b^2 + x^2}$$

$$f^2x^2 = f_1^2 (b^2 + x^2)$$

$$x^2 (f^2 - f_1^2) = f^2b^2$$

$$x = \frac{f_1 b}{\sqrt{f^2 - f_1^2}}$$

y por consiguiente

$$\text{sen } \alpha = \frac{x}{\sqrt{x^2 + b^2}} = \frac{f_1 b}{\sqrt{f^2 - f_1^2}} \cdot \frac{\sqrt{f^2 - f_1^2}}{f . b}$$

$$\text{sen } \alpha \frac{f_1}{f}. \qquad (6)$$

Los gastos de transporte resultarán según (5)

$$K = f\,(x^2 + b^2)^{\frac{1}{2}} + f_1\,(c - x) = f \,.\, P \,.\, B + f_1 \frac{BD}{\operatorname{sen} \alpha}$$

$$= f \,.\, PB + f_1 \frac{BD}{\frac{f_1}{f}} = f \,.\, PB + f \,.\, BD = f\,(PB + BD) = f \,.\, PD.$$

El valor PD es la longitud de una normal á la línea MF, que arrancando del mercado M forma con la línea MA, ó sea el camino existente, un ángulo α cuyo valor hemos determinado más arriba.

Llamaremos á la línea MF, *frente de afluencia.*

De aquí resulta que: *el costo de transporte de* P *á* M *es igual al de* P *á* D *sobre el camino no perfeccionado, en dirección normal al frente de afluencia con la misma tarifa f.*

Si de un punto M, ó sea del mercado, salen dos caminos divergentes de primer orden que forman entre sí un ángulo β y suponemos que el costo de unidad de transporte sobre los caminos de segundo orden afluentes es constante, es decir, que la topografía del terreno encerrado por los de primer orden es igual en toda la zona, la que corresponde á cada uno de los caminos secundarios es limitada por una recta que divide al ángulo β.

Por otra parte, la zona total está limitada por las normales AB_1 y AB trazadas de un punto A de la bisectriz de los caminos principales (figura 9).

Esto quiere decir que la zona de explotación para dos caminos MB y MB_1, que divergen según el ángulo β, es para una longitud de $MB = l = MB_1 = l_1$ de los caminos de primer orden igual á la superficie de un triángulo rectángulo, cuya *base* es la longitud del camino, la *hipotenusa* la línea divisoria de la zona por explotar, y la *altura* igual á la distancia de los puntos B y B_1 de la línea divisoria.

Una zona de explotación está dividida, por consiguiente, por dos caminos principales en dos triángulos rectángulos iguales.

Si MAB (figura 10) es una de las mitades de la zona de explotación, MF el frente de afluencia, $MB = l$, la longitud del camino; $AB = C$ el ancho de la zona de explotación, y γ la cantidad de tráfico que corresponde á la unidad de superficie ó sea la densi-

dad de tráfico, la cantidad de mercaderías por transportar proveniente de esta zona de explotación, será

$$Q = \frac{c \, . \, l}{2} \cdot \gamma.$$

Los gastos totales para transportar la cantidad Q, pueden calcularse como si estuviese acumulada en el centro de gravedad C del triángulo y fuese necesario transportarla sobre el camino CD de segundo orden, en sentido normal al frente de afluencia (MF), por consiguiente:

$$K = Qf \, . \, CD$$

y como

$$CD = \frac{\frac{1}{3} c}{\cos \alpha} + \left(\frac{2}{3} l - \frac{1}{3} c \operatorname{tg} \alpha\right) \operatorname{sen} \alpha = \frac{c}{3 \cos \alpha} + \frac{2}{3} l \operatorname{sen} \alpha - \frac{1}{3} \frac{c \operatorname{sen} \alpha}{\cos \alpha}$$

$$CD = \frac{c}{3} \cos \alpha + \frac{2l}{3} \operatorname{sen} \alpha$$

resulta:

$$K = \frac{1}{2} \gamma \, . \, f \, . \, c \, . \, l \left(\frac{2}{3} l \operatorname{sen} \alpha + \frac{1}{3} c \cos \alpha\right)$$

y si llamamos b el ancho total de la zona de explotación, en el límite ó sea

$$b = 2c$$

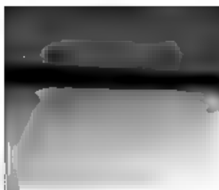
resulta finalmente

$$K = \gamma \, . \, f \, . \, b \, . \, l \left(\frac{1}{3} l \operatorname{sen} \alpha + \frac{1}{12} b \cos \alpha\right)$$

Para conocer ahora el gasto total de transporte durante un año, relativo á la zona de explotación del camino, hay que agregar á los gastos efectivos de transporte, los intereses del capital invertido en el camino de primer orden y los gastos de conservación del mismo.

Siendo A la suma invertida en la construcción del camino por kilómetro, é i el interés, los intereses totales serán:

$$A \, . \, i \, . \, l.$$



Los gastos de conservación pueden calcularse según una fórmula empírica que da el valor por kilómetro:

$$B + \beta . C$$

En esta fórmula B es una constante, β un coeficiente y C el tráfico medio anual por el camino.

Como hemos visto, el tráfico total sólo utiliza, en término medio, $^2/_3$ partes de la longitud del camino, por consiguiente es:

$$C = 2\left(\frac{1}{2} c . l . \gamma\right)\frac{2}{3} = \frac{1}{3} b . l . \gamma .$$

De modo que la suma total para la construcción, conservación y transporte es

$$S = \frac{1}{3}\gamma . f . b . l^2 \operatorname{sen} \alpha + \frac{1}{12}\gamma . f . b^2 . l \cos \alpha + A . i . l +$$

$$B . l + \frac{1}{3}\gamma . \beta . b . l^2 .$$

Si dividimos S por la cantidad total por transportar en el año, es decir, por

$$\frac{1}{2}\gamma . b . l$$

resulta el gasto total de transporte por unidad

$$K = \frac{2}{3} f . l \operatorname{sen} \alpha + \frac{1}{6} f . b \cos \alpha + \frac{2A . i}{8b} + \frac{2B}{8b} + \frac{2}{3} . \beta . l \qquad (7)$$

La densidad de la red de caminos de primer orden está representada por el valor T, puesto que con un aumento ó disminución de este valor se alejan ó acercan los caminos, y la zona de explotación también aumenta ó disminuye.

La densidad más conveniente será aquella para la cual el costo K de transporte es un *minimum*, es decir para

$$\frac{dK}{db} = 0$$



ó sea

$$b = \sqrt{\frac{12\,(Ai + B)}{\gamma \,.\, f \,.\, \cos\alpha}}. \qquad (8)$$

A la superficie MBABM le corresponde $\frac{1}{2}$ (MB + NB) caminos, puesto que cada camino influye sobre igual zona á ambos lados, de modo que á la superficie $2\left(\frac{1}{2}\frac{2}{b}\cdot l\right)$ le corresponden l kilómetros de camino, es decir,

á l kilómetros ... $\frac{b}{2}\,l$ kilómetros cuadrados de superficie

Entonces á

1 kilómetro cuadrado ... $\frac{l}{\frac{2}{b}\cdot l} = \frac{2}{b}$ kilómetros de vía (figura 11)

Llamemos $\frac{2}{b} = \delta$, tendremos

$$b = \frac{2}{\delta} = \sqrt{\frac{12\,(Ai + B)}{\gamma \,.\, f \cos\alpha}}$$

$$\delta = \sqrt{\frac{\gamma \,.\, f \cos\alpha}{3\,(Ai + B)}} \qquad (9)$$

δ es el *coeficiente de densidad* de los caminos.

Este coeficiente nos da la relación que debe haber entre el número de kilómetros de camino y la zona de explotación para un tráfico y gastos de construcción determinados.

Hemos supuesto en esta fórmula que la densidad de tráfico en toda la zona es constante, lo que no es exacto, puesto que cuanto más distante están del mercado los puntos de producción tanto menor será la densidad de los productos transportados á dicho mercado.

Por ejemplo: los centros industriales y agrícolas se han de fundar siempre en las inmediaciones de las vías de comunicación, mientras que los puntos alejados del camino ó ferrocarril estarán obligados



á otro género de explotación; produciendo en general menos que los centros poblados adyacentes á las vías. Por lo tanto, es conveniente aumentar algo la densidad de los caminos, con el fin de fomentar la industria de los puntos más apartados de las vías, adoptando así empíricamente:

$$\delta = \sqrt{\frac{\gamma \cdot f \cos \alpha}{2\,(Ai + B)}}$$

Para ferrocarriles en la República es poco más ó menos $f_1 = 0.02$ pesos oro y $f = 0.30$ y por consiguiente

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{0.02}{0.30} = 0.066666, \qquad \alpha = 3°47'$$

y, por lo tanto,

$$\cos \alpha = 0.997821$$

ó sea, muy aproximadamente

$$\cos \alpha = 1$$

y

$$\delta = \sqrt{\frac{\gamma \cdot f}{2\,(Ai + B)}} \qquad (10)$$

Nota. — En el año 1893 era en la República Argentina, para trigo : $f = 50$ centavos (transporte por tonelada-kilómetro en carros), $f_1 = 3$ centavos (transporte por tonelada-kilómetro en ferrocarril) y, por lo tanto,

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{f_1}{f} = \frac{3}{50} = 0{,}060$$

siendo

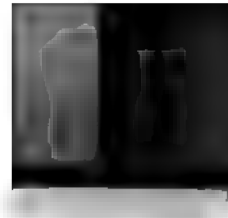
$$\cos \alpha = 1{,}0000\,;$$

luego

$$\delta = \sqrt{\frac{\gamma \cdot f}{2\,(Ai + B)}}.$$

Ahora, como tenemos un término medio de :

$\gamma = 150$ toneladas de trigo por kilómetro cuadrado,



$A = 6.000.000$ centavos,
$i = 0,05$
$B = 60.000$ centavos, resulta

$$\mathfrak{z} = \sqrt{\frac{150 \,.\, 50}{2\,(0,05 \,.\, 6.000.000 + 60.000)}} = \sqrt{\frac{150 \,.\, 50}{2\,(300.000 + 60.000)}}$$

$$\mathfrak{z} = \sqrt{\frac{7500}{720.000}} = \frac{1}{10} \text{ aproximadamente.}$$

Debe prevenirse que para países más explotados, como Alemania, cuya densidad de tráfico es próximamente de cien toneladas por kilómetro cuadrado y cuya superficie es sólo de 540.000 kilómetros cuadrados, resulta para $f = 0.8$ marcos, $A = 12.000$ marcos, $i = 0,04$ y $B = 150$ marcos : $\mathfrak{z} = \frac{1}{4}$.

Así que las carreteras en Alemania deberían tener una longitud de 135000 kilómetros, lo que efectivamente corresponde á la verdad con mucha aproximación.

Es fácil entender que la aplicación de la fórmula en general no es posible en la práctica, puesto que nunca la densidad de tráfico es homogénea en todo un país, ni tampoco puede suponerse que éste presente, como supusimos, una topografía igual en todo sentido.

La fórmula puede emplearse con alguna aproximación para zonas limitadas y para probar que:

La densidad más conveniente de una red de caminos ó ferrocarriles es proporcional á la raíz cuadrada de la densidad del tráfico, é indirectamente proporcional á la raíz cuadrada de los gastos de construcción de la vía.

Y que:

Al establecer una red de caminos ó ferrocarriles no se debe, por motivos económicos sobrepasar un límite máximo de extensión, y que en ningún caso es motivada la frase: «para cada villa un camino».



V

ZONA DE AFLUENCIA DE LOS FERROCARRILES

En el capítulo anterior hemos supuesto que el camino es accesible en cualquier punto. Esta suposición solamente es aceptable tratándose de caminos carreteros. No así en cuanto á los ferrocarriles; estos sólo son accesibles en puntos determinados, las *estaciones*.

Por consiguiente, las fórmulas del capítulo anterior sólo tienen una aplicación directa para tales caminos y pasaremos ahora á tratar este asunto, para el caso especial de ferrocarriles.

Sea MAB (fig. 12) un ferrocarril, M el mercado principal; A y B estaciones. Indicaremos con f_1 la tarifa de transporte en carreteras, con f_2 la tarifa en ferrocarril por tonelada kilométrica, con u el costo de carga y descarga, y con a la distancia AM.

Los gastos de transporte de un objeto del punto P al M, pasando por la estación A, son iguales á:

$$\text{(Transporte sobre P-A-M)} = u + af_2 + APf$$

y si la mercadería pasa de P á M por camino directo :

$$\text{(Transporte sobre P-M)} = f \,.\, MP.$$

Para el punto P, en el límite de la zona de afluencia de la estación A, tenemos por consiguiente, la condición :

$$f \,.\, \overline{MP} = u + af_2 + f \,.\, \overline{AP}$$

luego

$$\overline{MP} - \overline{AP} = \frac{u + af_2}{f}$$

que es la ecuación de una hipérbola, es decir, que tanto DPE como FGH, ó sea los límites de las zonas de afluencia de las estaciones A y B, son hiperbólicos.

Si por ejemplo :

$$f_2 = \$\ 0{,}03, \quad AM = 6 \text{ kilom.}, \quad u = \$\ 1.00 \quad f = \$\ 0.30$$

resulta :

$$MD - (a - MD) = \frac{u + af_2}{f}$$

$$MD = \frac{u + a\,(f + f_2)}{2f} = \frac{1 + 6\ (0{,}3 + 0{,}03)}{2\ .\ 0{,}3}$$

$$MD = 4{,}97 \text{ kilómetros.}$$

Esta parte MD del ferrocarril no es aprovechada por la carga que va en carros al mercado M.

Supongamos ahora que la distancia MB sea 12 kilómetros y que haya paralelamente al ferrocarril un camino perfeccionado ; f_2 se reduce á

$$f_2 = \$\ 0{,}15$$

y resulta

$$0{,}15\ MF = 1 + 12\ .\ 0{,}03 + (12 - MF)\ 0{,}15$$

ó sea

$$MF = 10{,}5 \text{ kilómetros.}$$

Esto quiere decir que una parte mayor de vía, incluso la que contiene la estación A, no se puede aprovechar, esto es que en la primera parte el Ferrocarril no puede competir con el camino perfeccionado y que las estaciones que se hallan en ese trecho no se aprovechan.

Si una mercadería admite una suma v de transporte, siendo la tarifa f, la distancia máxima de transporte será

$$\frac{v}{f}$$

á la que corresponde una superficie circular de

$$\frac{v^2\pi}{f^2}$$

Como en general la cantidad de toneladas á transportarse es proporcional á la superficie de explotación, aquella tendrá que ser



inversamente proporcional al cuadrado de la tarifa. Entonces la cantidad de toneladas kilométricas será

$$\frac{v}{f}\cdot\frac{v^2\pi}{f^2}=\frac{v^3\pi}{f^3},$$

esto es, inversamente proporcional al cubo de la tarifa.

VI

PROBLEMA DEL EMPALME

El problema más sencillo del trazado comercial consiste en la elección conveniente del punto de empalme de dos caminos.

Si G es el punto por ligar con un camino existente AB, se trata de hallar el punto D, según el cual hay que trazar el camino CD, ó también el ángulo α según el cual debe desviarse la línea CD (fig. 13) de la perpendicular CE.

Llamando :

C la cantidad de mercaderías que en el año salen del punto C,
f la tarifa sobre el camino CD,
f_1 la tarifa sobre el camino AB,
A la parte de mercaderías que se dirige de D hacia A,
B la parte de mercaderías que se dirige de D hacia B.

Los gastos anuales de transporte serán

$$Cf\,(c^2+x^2)^{\frac{1}{2}}+Af_1\,(a-x)+Bf_1\,(b+x).$$

Si el costo kilométrico del camino CD es K, los gastos de manutención del mismo $u+\beta C$, y el interés i, los gastos de construcción y conservación ascenderán á

$$(Ki+u+\beta C)\,(c^2+x^2)^{\frac{1}{2}}+(u_1+\beta_1 A)\,(a-x)+(\beta_1 B+u_1)\,(b+x)\;(^*)$$

(*) $u_1+\beta_1 A$ manutención del camino AD, $u_1+\beta_1 B$ manutención del camino BD.

Si por ejemplo :

$f_2 = \$ \, 0{,}03, \qquad AM = 6$ kilom., $\qquad u = \$ \, 1.00 \qquad f = \$ \, 0.30$

resulta :
$$MD - (a - MD) = \frac{u + af_2}{f}$$

$$MD = \frac{u + a(f + f_2)}{2f} = \frac{1 + 6\,(0{,}3 + 0{,}03)}{2 \, . \, 0{,}3}$$

$$MD = 4{,}97 \text{ kilómetros.}$$

Esta parte MD del ferrocarril no es aprovechada por la carga que va en carros al mercado M.

Supongamos ahora que la distancia MB sea 12 kilómetros y que haya paralelamente al ferrocarril un camino perfeccionado; f_2 se reduce á

$$f_2 = \$ \, 0{,}15$$

y resulta

$$0{,}15 \, MF = 1 + 12 \, . \, 0{,}03 + (12 - MF) \, 0{,}15$$

ó sea
$$MF = 10{,}5 \text{ kilómetros.}$$

Esto quiere decir que una parte mayor de vía, incluso la que contiene la estación A, no se puede aprovechar, esto es que en la primera parte el Ferrocarril no puede competir con el camino perfeccionado y que las estaciones que se hallan en ese trecho no se aprovechan.

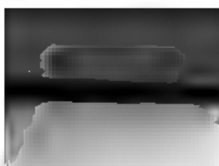
Si una mercadería admite una suma v de transporte, siendo la tarifa f, la distancia máxima de transporte será

$$\frac{v}{f}$$

á la que corresponde una superficie circular de

$$\frac{v^2 \pi}{f^2}$$

Como en general la cantidad de toneladas á transportarse es proporcional á la superficie de explotación, aquella tendrá que ser



inversamente proporcional al cuadrado de la tarifa. Entonces la cantidad de toneladas kilométricas será

$$\frac{v}{f}\cdot\frac{v^2\pi}{f^2}=\frac{v^3\pi}{f^3},$$

esto es, inversamente proporcional al cubo de la tarifa.

VI

PROBLEMA DEL EMPALME

El problema más sencillo del trazado comercial consiste en la elección conveniente del punto de empalme de dos caminos.

Si G es el punto por ligar con un camino existente AB, se trata de hallar el punto D, según el cual hay que trazar el camino CD, ó también el ángulo α según el cual debe desviarse la línea CD (fig. 13) de la perpendicular CE.

Llamando :

C la cantidad de mercaderías que en el año salen del punto C,
f la tarifa sobre el camino CD,
f_1 la tarifa sobre el camino AB,
A la parte de mercaderías que se dirige de D hacia A,
B la parte de mercaderías que se dirige de D hacia B.

Los gastos anuales de transporte serán

$$Cf(c^2+x^2)^{\frac{1}{2}}+Af_1(a-x)+Bf_1(b+x).$$

Si el costo kilométrico del camino CD es K, los gastos de manutención del mismo $u+\beta C$, y el interés i, los gastos de construcción y conservación ascenderán á

$$(Ki+u+\beta C)(c^2+x^2)^{\frac{1}{2}}+(u_1+\beta_1 A)(a-x)+(\beta_1 B+u_1)(b+x)\ (*)$$

(*) $u_1+\beta_1 A$ manutención del camino AD, $u_1+\beta_1 B$ manutención del camino BD.

y, por lo tanto, los gastos totales de tráfico y construcción

$$S = [Ki + u + (\beta + f)C](c^2 + x^2)^{\frac{1}{2}} + [K_1 i + u_1 + (\beta_1 + f_1)A](a - x)$$
$$+ [B(\beta_1 + f_1) + u_1 + K_1 i](b + x) \qquad (11)$$

El valor de x para el cual S es mínimo será

$$\frac{\partial S}{\partial x} = 0$$

resultando

$$[Ki + u + (\beta + f)C]\frac{x}{(c^2 + x^2)^{\frac{1}{2}}} + (B - A)(\beta_1 + f_1) = 0$$

y como

$$\frac{x}{(c^2 + x^2)^{\frac{1}{2}}} = \text{sen } \alpha$$

$$\text{sen } \alpha = \frac{(A - B)(\beta_1 + f_1)}{Ki + u + (\beta + f) \cdot C}.$$

Aplicaremos esto á un ejemplo numérico :

1° Sea AB un camino existente del que dista normalmente dos kilómetros un pueblo C de 1000 habitantes.

El camino que se construye de C á AB sea un camino regularmente llano y su costo $K = 3000$ \$.

Hagamos

$$u = 50 \text{ \$} \qquad \beta = 0{,}02 \text{ \$} \qquad f = 0{,}20$$

Sobre este camino se transportarán anualmente $C = 1500$ toneladas. De estas se dirigen :

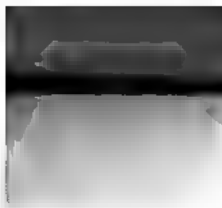
$A = 1300$ toneladas hacia A y
$B = 200$ toneladas hacia B.

Para el camino AB sea

$$\beta_1 = 0{,}03 \qquad y \qquad f_1 = 0{,}10$$

siendo además $i = 0{,}05$ resultará

$$\text{sen } \alpha \frac{(1300 - 200)\,0{,}13}{3000 \cdot 0{,}05 + 50 + 1500 \cdot 0{,}22} = \frac{143}{630} = 0{,}270$$



Por consiguiente

$$x = 0{,}360 \text{ kilómetros}$$

y

$$CD = 2077 \text{ metros}$$

Siendo $u_1 = 100$, $a = 20$ y $b = 10$, resultan los gastos generales de transporte

$$S = (3000 \,.\, 0{,}05 + 50 + 0{,}22 \,.\, 1500)\, 2{,}07 + (100 + 0{,}13 \,.\, 1300)\, 19{,}46 + (100 + 0{,}13 \,.\, 200)\, 10{,}56$$

$$S = 1097 + 5235 + 1340 = 7672 \text{ al año.}$$

2° Si el camino fuera normal á la via existente resultaria

$$S = (3000 \,.\, 0{,}05 + 50 + 0{,}22 \,.\, 1500)\, 2 + (100 + 0{,}13 \,.\, 1300)\, 20 + (100 + 0{,}13 \,.\, 200)\, 10$$

$$S = 1060 + 5380 + 1260 = 7700 \text{ al año}$$

por consiguiente sobre el camino normal habria anualmente un aumento de 28 pesos de gastos de explotación.

3° Si el camino por construir fuera tan perfeccionado como el existente, siendo $K = 10.000$, resultaria

$$\text{sen}\, \alpha = \frac{(1300 - 200)\, 0{,}13}{10.000 \,.\, 0{,}05 + 100 + 1500 \,.\, 0{,}13} = \frac{143}{795} = 0{,}180$$

quiere decir que el ángulo α disminuiria muy poco.

4° En el caso que se quisiera construir desde C dos caminos, uno perfeccionado en dirección á A y otro secundario en dirección á B, tendríamos

$$\text{sen}\, \alpha = \frac{1300 \,.\, 0{,}13}{10.000 \,.\, 0{,}05 + 100 + 1300 \,.\, 0{,}13} = 0{,}220$$

$$\text{sen}\, \alpha_1 = \frac{200 \,.\, 0{,}22}{3000 \,.\, 0{,}05 + 50 + 200 \,.\, 0{,}22} = 0{,}180$$



Sin embargo, tratándose de un tráfico tan reducido, convendría construir un solo camino.

5º Si el camino AB es un ferrocarril y el camino CD una carretera el ángulo α resulta casi igual á cero, pudiéndose construir el camino nuevo normal al ferrocarril.

De más importancia es la dirección del camino nuevo cuando se trata de empalmar un ferrocarril con otro existente.

Supongamos en la línea nueva :

$K = 1500$ \$,
$u = 800$ \$ en todo, siendo por consiguiente $\beta = \beta_1 = 0$,
$f = f_1 = 0{,}01$,
$C = 100.000$ toneladas,
$A = 90.000$ toneladas,
$B = 10.000$ toneladas, resulta

$$\text{sen}\,\alpha = \frac{(90.000 - 10.000) \,.\, 0{,}01}{15.000 \,.\, 0{,}05 + 800 + 100.000 \,.\, 0{,}01} = \frac{800}{2550} = 0{,}32.$$

Por consiguiente, si la distancia normal es de 30 kilómetros, la desviación x de la normal resulta ser

$$x = 30 \text{ tg}\,\alpha = 30 \,.\, 0{,}3378 = 10{,}1 \text{ kilómetros.}$$

VII

PROBLEMA DEL PUNTO DE CONVERGENCIA

Si la vía entre los puntos A y B no está construida, hay conveniencia en acercarla al punto C, trazándola según la poligonal APB (fig. 14).

La posición del punto de convergencia P, debe elegirse entonces de tal modo que la suma de construcción y transporte sea un mínimo.

Supongamos que sobre las líneas AP, BP y CP se transporten anualmente A, B y C toneladas con las tarifas f, f_1 y f_2 pesos; que K, K_1 y K_2 sean el costo respectivo de construcción por kilómetro de

via, y u, u_1 y u_2 los gastos de conservación por kilómetro y por año, entonces resultan los gastos de construcción, conservación y transporte:

Para la línea AP :

$$A_1 = ki + u + fA \text{ por kilómetro}$$

Para la línea BP :

$$B_1 = K_1 i + u_1 + f_1 B \text{ por kilómetro}$$

Para la línea CP :

$$C_2 = K_2 i + u_2 + f_2 C \text{ por kilómetro}$$

y, por lo tanto, los gastos totales para la explotación de las líneas AP, BP y CP serán

$$S = A_1 r + B_1 s + C_1 t$$

en la que r, s y t representan las longitudes de cada una de las líneas.

El punto P está definido por los valores de las variables r y φ.

Por lo tanto se reduce el problema á expresar el valor de S por las variables r y φ y formar los valores

$$\frac{\partial S}{\partial \varphi} = 0 \qquad \text{y} \qquad \frac{\partial S}{\partial r} = 0$$

De este modo obtenemos un valor de S mínimo.

Por las relaciones de nuestra lámina, y la aplicación de la fórmula de los cosenos, obtenemos

$$S = A_1 r + B_1 [r^2 + c^2 - 2rc \cos \varphi]^{\frac{1}{2}} + C_1 [r^2 + b^2 - 2br \cos (\varepsilon - \varphi)]^{\frac{1}{2}} \quad (12)$$

La ecuación $\frac{\partial S}{dr} = 0$, se resuelve como sigue :

$$0 = A_1 + B_1 \frac{r - c \cos \varphi}{[r^2 + c^2 - 2rc \cos \varphi]^{\frac{1}{2}}} + C_1 \frac{r - b \cos (\varepsilon - \varphi)}{[r^2 + b^2 2rb \cos (\varepsilon - \varphi)]^{\frac{1}{2}}}$$

considerando ahora que

$$s = (r^2 + c^2 - 2rc \cos \varphi)^{\frac{1}{2}}$$

Si como unidad para representar los gastos de transporte se considera aquella en que está dibujado el triángulo ABO, resulta:

$$\delta = \underbrace{\overline{AP} \,.\, \overline{BO} + \overline{BP} \,.\, \overline{AO}}_{\overline{OP} \,.\, \overline{AB}} + \overline{CP} \,.\, \overline{AB}$$

Aplicando el teorema de Ptolomeo, según el cual en un cuadrilátero inscripto en un círculo, los productos de los lados opuestos son iguales al producto de las diagonales, tendremos:

$$S = \overline{OP} \,.\, \overline{AB} + \overline{CP} \,.\, \overline{AB}$$

$$\delta = \overline{AB}\,(\overline{OP} + \overline{CP}) = \overline{AB} \,.\, \overline{OC}$$

$$\delta = OC \,.\, C_1$$

Esto quiere decir que:

La suma de gastos de explotación para el tráfico, entre los tres puntos A, B y C, es igual á los que se originarían si el tráfico se dirigiera de uno de los puntos hacia el polo de los otros dos.

Las rectas que unen á A, B y C con los polos de los dos puntos correspondientes, tienen que encontrarse en el punto de convergencia, de modo que este último también puede hallarse por la intersección de dos de estas rectas (fig. 17). Al determinar los polos debe construirse el triángulo de los gastos kilométricos siempre de tal modo que cada punto tenga enfrente, aquel lado del triángulo de gastos kilométricos que corresponda al tráfico que sale de este punto; así frente á B debe estar B_1, etc.

Además, debe elegirse la escala del triángulo de gastos kilométricos de tal modo que la longitud del lado que coincida con la línea de unión de dos poblaciones, tenga el mismo largo que esta.

Mientras no haya variación en los gastos kilométricos de transporte, es invariable el polo O, de dos poblaciones A y B, siendo indiferente la posición del punto C. La única condición á que va sujeto el punto C, es que se halle en la zona limitada por A_1A, BB_1 (fig. 18).

Dentro de este límite, cualquiera que sea la posición de C, siempre deberá dirigirse el tráfico en dirección á O.

Si el punto C se halla dentro de la zona A_2ABB_2, aparece un polo simétrico O, al cual se dirige todo el tráfico.

Si el punto C se halla en la zona A_1AA_2 ó B_1BB_2 no tenemos punto de convergencia y todo el tráfico se dirige en dirección á los puntos A y B respectivamente.

Lo mismo sucede si el punto C se halla en la zona APB. Entonces tampoco resulta un punto de convergencia y todo el tráfico se dirige según la línea ACB.

Tomaremos ahora un caso práctico.

Entre A y B hay un tráfico anual de 320.000 toneladas.

Entre A y C hay un tráfico anual de 30.000 toneladas.

Entre B y C hay un tráfico anual de 10.000 toneladas.

Si P es el punto de convergencia tenemos sobre:

AP un tráfico de 350.000 toneladas;

BP un tráfico de 330.000 toneladas;

CP un tráfico de 40.000 toneladas.

En la línea APB (figura 19) debe construirse un ferrocarril cuyo costo kilométrico importa 20.000 pesos.

La mantención de este camino cuesta anualmente 500 pesos.

El costo efectivo de transporte importa en término medio 0,02 $ por toneladada kilométrica. Además, sea

$$i = 0{,}05.$$

Entonces los gastos kilométricos de explotación son :

$$A_1 = 20000 \,.\, 0{,}05 + 500 + 350000 \,.\, 0{,}02 = 1000 + 500 + 7000 = 8500 \,\$$$

$$B_1 = 20000 \,.\, 0{,}05 + 500 + 330000 \,.\, 0{,}02 = 1000 + 500 + 6600 = 8100 \,\$$$

Supongamos ahora que de C á P se construya un camino cuyo costo sea de 3000 pesos y cuya mantención de 30 + 0,03 C por kilómetro con tarifa 0,01 pesos por tonelada kilométrica, resultará

$$C_1 = 3000 \,.\, 0{,}05 + 30 + 0{,}03 \,.\, 40000 + 0{,}01 \,.\, 40000 = 150 + 30 + 1200 + 4000 = 5380 \,\$$$

Sean las distancias

$$AB = 100 \text{ kil.} \qquad AC = 70 \text{ kil.} \qquad BC = 60 \text{ kil.}$$

Si construimos geométricamente el punto de convergencia P tendremos

$$AP = 57 \text{ kil.} \qquad BP = 48{,}5 \text{ kil.} \qquad CP = 24{,}5 \text{ kil}$$

Los gastos totales de explotación alcanzarán á

$$\delta = 57,8500 + 48,5 \,.\, 8100 + 24,5 \,.\, 5380 = 1009160 \text{ \$ al año}$$

Para cualquiera otra posición del punto P resultará una suma mayor.

Supongamos, por ejemplo,

$$AP = 70 \text{ kil.} \qquad BP = 50 \text{ kil.} \qquad CP = 10 \text{ kil.}$$

resulta

$$\delta = 70 \,.\, 8500 + 50 \,.\, 8100 + 10 \,.\, 5380 = 1053800 \text{ \$ al año}$$

ó sea un mayor costo de

$$1053800 - 1009160 = 44640 \text{ \$ al año.}$$

Esto sería un aumento de 4,4 % sobre la suma por gastar en líneas bien trazadas.

Puede haber casos en que la elección de un punto de convergercia, no presente ventaja alguna.

Puede suceder, por ejemplo, que la explotación se haga más económicamente sobre los lados del triángulo que pasando por el punto de convergencia.

El motivo de esto es que la elección de un punto de convergencia aumenta siempre los gastos de transporte á la vez que disminuye los gastos de construcción.

Esto quiere decir que la conveniencia de un punto de convergencia está en relación directa con los gastos de construcción y es inversamente proporcional al tráfico.

Por ejemplo:

Los puntos A, B y C están en los vértices de un triángulo cuyos lados son iguales á 1.

Sea A el costo de construcción, para cada una de estas líneas y Q el tráfico entre cada dos de estos puntos.

Si construimos las tres líneas AB, BC y CA, la suma de gastos con un interés $= i$ y una tarifa f, importa

$$\delta = 3\,(Ai + fQ) \,.\, 1.$$

Si aceptamos un punto de convergencia, resulta segun nuestras reglas

$$AP + BP + CP = 1{,}732$$

y sobre cada uno de estos caminos AP... tenemos el tráfico 2Q, por consiguiente los gastos de explotacion

$$S_1 = 1{,}732\ Ai + 2f \cdot Q$$

Luego es conveniente construir un punto de convergencia siempre que

$$Ai > 0{,}37\, f \cdot Q$$

Si $A = 15000\ \$$ y $f = 0{,}02$, $i = 0{,}05$

debe ser $Q < 135135$ toneladas

para que quede justificada la adopcion de un punto de convergencia.

El problema del punto de convergencia tambien puede aplicarse para elegir la situacion de un gran establecimiento industrial. Sería, por ejemplo, el punto donde debería establecerse una fundicion de fierro, si el mineral se halla en A, el carbon en B y en C las fábricas que elaboran los lingotes de hierro.

VIII

TRAZADO COMERCIAL

El trazado comercial de un ferrocarril, camino ó canal, entre dos puntos A y B, al cual afluyen lateralmente mercaderías desde los puntos C, D, E, F,... ha de ser en general una poligonal de cuyos vértices se desprenden los empalmes con los puntos laterales (figura 20).

Para cada uno de estos vértices ($P_1, P_2, \ldots$) hay que llenar las condiciones que establece el teorema del punto de convergencia, de

modo que las líneas AP, CP, PP_1, que concurren al punto P, puedan considerarse como tres fuerzas con un punto común de aplicación, P, que se equilibran, si su dirección y longitud es proporcional á los gastos kilométricos de explotación, y coinciden, además, con la dirección más ventajosa del tráfico.

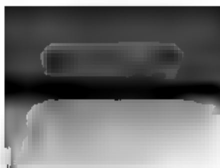
De ahí se desprende un método muy sencillo para deducir el trazado comercial mecánicamente. Es decir, sólo es necesario dibujar las poblaciones representándolas por un punto en una mesa, agujerear ésta en los puntos que representan las poblaciones, proveerlas de rondanitas y, además, de hilos sobre los cuales gravitan pesos, que corresponden á los gastos kilométricos de explotación. En el extremo opuesto los hilos están provistos de pequeños anillos por los que pasa otro hilo que saliendo de A termina en B. Librados los hilos á las fuerzas que se han aplicado á ellas, se produce un estado de equilibrio que representa el trazado comercial.

Para construir el trazado comercial geométricamente se procede como sigue. Se calculan los gastos kilométricos de explotación en todas las líneas de empalme PC, P_1D, P_2E, etc., y en todas las secciones de la línea principal, es decir los gastos kilométricos de explotación que corresponden á las secciones AP, PP_1, P_1P_2, P_2B, y con todos estos valores se construye el polígono de los gastos kilométricos, cuyos radios vectores, que se dirigen al punto S, representan los gastos de los empalmes, mientras que las líneas de unión de los referidos radios vectores representan los gastos del tráfico ó explotación en la línea principal. Los ángulos de estos triángulos son los suplementos de los ángulos, al rededor de los puntos de empalme (figura 21).

Se determina en seguida el polo O de las poblaciones A y C (figura 22) mediante el triángulo de gastos kilométricos (figura 23); después se determina el polo O_1 del polo O y población D (sirve para esta operación el triángulo, figura 15); luego se construye el polo O_2 del polo O_1 y la población B; trazando ahora los círculos ACO, OO_1D, y O_1O_2B, deben hallarse en ellos respectivamente los puntos de empalme P, P_1 y P_2.

Al efecto se junta E con O_2, mediante una recta; donde esta recta corta al círculo O_1O_2 B se halla el punto de empalme P_2, y de ahí parten los ramales P_2E y P_2B.

Después se unen los puntos P_2 y O_1 mediante una recta; el punto de intersección de esta recta con el círculo OO_1D es P_1, por lo tanto queda determinada también la dirección del ramal P_1D.



Finalmente, trazamos la recta P_1O, la intersección de ésta con el círculo AOC es el punto P_1, el cual unido con C y A, representa los ramales CP y AP.

De este modo hemos hallado muy sencillamente el trazado comercial entre los puntos dados.

IX

PUNTOS FIJOS DEL TRAZADO

Pocas veces podrá hacerse efectivo en un todo, y sobre largas extensiones, el trazado comercial, porque generalmente por las condiciones locales de terreno ú otras causas, es necesario modificarlo.

Estas dificultades locales, se presentan muy á menudo al pasar por grandes ciudades, en los cruzamientos de otras líneas que sólo pueden verificarse en ciertas estaciones, para atravesar grandes ríos y serranías, cuando es necesario seguir los valles naturales, etc. Estos puntos que influyen sobre el trazado comercial se llaman *puntos fijos* del trazado, y dividen *la traza* en varias secciones, limitadas en cada caso por dos de los puntos fijos. En cada uno de estos hay que buscar el trazado comercial por separado.

Una influencia especial tienen las grandes sierras, que á veces se levantan en la planicie, y que sólo pueden ser salvadas mediante un desarrollo artificial de la línea.

El trazado comercial, en este caso, solo puede hacerse efectivo en la parte plana.

Supongamos (figura 25) 5 poblaciones separadas entre sí por una sierra, la cual sólo puede cruzarse siguiendo los dos valles de los ríos que en ella nacen. Las desembocaduras de estos dos ríos en la llanura, representan dos puntos fijos PF_1 y PF_2 Ahora procedamos á buscar el trazado comercial de las poblaciones A, C, D, construyendo los polos de A y C igual O_1 y de O_1 y D igual O_2.

En seguida unamos el polo O_2 con el punto fijo PF_1 mediante una recta, y del punto P_2 de intersección de esta recta con el círculo O_1O_2D trazaremos el ramal P_2D. Después unamos P_2 con O, y encontramos el punto P_1, de donde parten las líneas P_1C y P_1A.



Del mismo modo se procederá en el otro lado de la sierra, estableciendo de esta manera el trazado comercial entre PF_2, E y B.

En cuanto á la parte de la sierra comprendida entre los puntos PF_1 y PF_2, se busca por separado el trazado, ajustándose á las condiciones topográficas del terreno.

Comparando el trazado de la figura 25 con el de la figura 22 salta á la vista de qué modo radical puede influir la existencia de puntos fijos.

En el caso que no existan puntos fijos característicos, como la desembocadura en los valles ó quebradas, se trata de alcanzar el pie de la sierra por el camino más corto, trazando la linea PF_1 normal á la sierra, en cuyo pie se busca el punto más conveniente para continuar la línea al través de la sierra.

También pueden considerarse como puntos fijos del trazado, los muelles de los grandes puertos, los puntos donde hay que cruzar grandes ríos, lagunas, etc., etc.

X

CRUZAMIENTO

Si entre dos puntos A y B (figura 26) cada uno de los cuales puede considerarse como polo de varias poblaciones, existe un camino carretero CD, que debe ser cruzado por otro á construirse entre A y B, podemos determinar directamente los caminos AE y BF de acuerdo con el teorema del empalme, que se ha tratado anteriormente, de modo que la parte EF vendría á ser común á ambos caminos: pero si CD es un ferrocarril, pocas veces se establecerán dos puntos de empalme E y F como nuevas estaciones. En general habrá que aprovechar estaciones ya existentes en las cercanías de los puntos E y F, y si los puntos E y F están uno cerca de otro, se buscará un punto único de empalme.

La mejor ubicación de este punto único de cruzamiento sólo se podrá hallar por tanteos, aumentando arbitrariamnte los gastos kilómétricos sobre la parte EF del camino, con lo que los puntos E y F se acercarán más uno del otro. Se sigue aumentando paulatina-

mente los gastos kilométricos sobre EF hasta que los dos puntos E y F se juntan completamente, siendo éste el punto más conveniente para el cruzamiento.

Hay también un método mecánico para hallar este punto. Los puntos C y D se ligan mediante un alambre, y sobre éste se coloca un pequeño anillo, el cual está provisto de dos hilos que atraviesan el tablero, en los puntos A y B respectivamente, llevando en su otro extremo pesos, correspondientes á los gastos kilométricos de explotación sobre las líneas BF y AF. Además se provee el anillo de otros dos hilos que cruzan el tablero en los puntos C y D y llevan en su extremo pesos iguales á estos gastos kilométricos sobre CD. El punto de equilibrio del anillo O (figura 27) es el de cruzamiento.

También puede ocurrir el caso que no exista ningún camino entre A, B, C y D y tener que unir estas poblaciones por dos líneas que se deben cruzar en un punto único.

La solución mecánica se presenta inmediatamente, quitando el alambre CD y dejando el anillo sometido libremente á la acción de las 4 fuerzas A, B, C y D considerándolo como punto común de aplicación. En el momento de producirse el equilibrio el anillo se hallará en el punto de cruzamiento.

Geométricamente se resuelve el problema del modo siguiente: Se busca el polo O_1 de C y A (figura 28) y después el polo O_2 de B y D; se unen los dos polos O_1 y O_2 mediante una recta, y donde ésta cruza los círculos O_1AC y O_2BD se hallan los puntos E y F.

Aumentando ahora los costos kilométricos sobre EF, y repitiendo la operación, se obtiene otros dos puntos E y F que se hallan cada vez más cerca uno de otro, hasta que se confunden en uno solo, que será el punto de cruzamiento.

XI

AÑO Y GASTOS NORMALES DE EXPLOTACION

La teoría que acabamos de desarrollar para construir el trazado comercial está fundada en los gastos anuales de explotación por kilómetro de vía.

Estos gastos de explotación se componen de los intereses del capital de la construcción y de los gastos de conservación y transporte.

El capital de la línea, generalmente, se puede fijar con bastante aproximación, no sucede lo mismo con los gastos de conservación, y transporte cuya fijación *a priori* es más difícil. Para ésto es necesario conocer ante todo el tráfico actual y futuro de la línea, observando que no es constante, sino que aumenta generalmente con los años de explotación, que deben considerarse en número infinito.

Debe, pues, en general, suponerse que los gastos de conservación y tráfico aumentan con los años, y no pueden por consiguiente. introducirse en el cálculo los gastos de tráfico del primer año, ni tampoco los gastos probables en un trascurso definido de años, sino establecer gastos normales de tráfico, como resultaría en un año normal de explotación.

Es natural que en este caso se trata sólo de una *apreciación*, puesto que es imposible conocer de antemano el aumento de tráfico sobre la línea.

Sin embargo, al establecer el año y gastos normales de tráfico, se obtiene un resultado más seguro que el de una apreciación arbitraria, como veremos más adelante.

Supongamos ahora que los gastos de conservación y tráficos sean:

B_1 en el primer año,

B_2 en el segundo año,

. . . .

B_n en el n^{simo} año,

su capitalización actual será

$$S = \frac{B_1}{1+p} + \frac{B_2}{(1+p)^2} + \dots + \frac{B_n}{(1+p)^n}$$

Esta serie resulta directamente de la fórmula fundamental para el cálculo de los intereses compuestos, es decir

$$B = S\,(1+p)^n$$

en la que p es el interés.

Si el gasto anual de conservación y tráfico B es invariable resulta

$$S_0 = B\left(\frac{1}{1+p} + \frac{1}{(1+p)^2} + \dots + \frac{1}{(1+p)^n}\right) = \frac{B}{p} - \frac{B}{p\,(1+p)^n}$$



y para $n = \infty$

$$S_0 = \frac{B}{p}.$$

Es decir que si el gasto anual importa $B = 800$ y á la vez el interés $p = 0,05$, importa el capital actual correspondiente

$$S_0 = \frac{800}{0,05} = 16000 \ \$.$$

Si el gasto anual de conservación y tráfico no es constante, sino que aumenta anualmente en un valor b, indicando con B_0 el gasto del primer año, tendremos

$$S = \frac{B_0}{1+p} + \frac{B_0 + b}{(1+p)^2} + \frac{B_0 + 2b}{(1+p)^3} + \ldots$$

La suma de esta serie es para $n = \infty$

$$S = \frac{B_0}{p} + \frac{b}{p^2}.$$

Si ponemos ahora $S = S_0$ resulta

$$\frac{B}{p} = \frac{B_0}{p} + \frac{b}{p^2}$$

ó sea

$$B = B_0 + \frac{b}{p}. \qquad (15)$$

En este caso B es la suma invariable por la cual podemos reemplazar la suma variable $B_0 + (n - 1)\,b$, y la llamamos *gastos normales* de tráfico.

El valor de B se producirá efectivamente en el año

$$B_0 + (n - 1)\,b = B_0 + \frac{b}{p}$$

ó sea

$$n - 1 = \frac{1}{p}$$

$$n = 1 + \frac{1}{p}$$

El año n lo llamaremos en este caso el *año normal* de tráfico.

Para $p = 0,05$ resulta

$$n = 21 \text{ años.}$$

Si los gastos de conservación y transporte aumentan en $1 + \alpha$ por ciento, entonces resultaría el capital

$$S = B_0 \left[\frac{1+\alpha}{1+p} + \left(\frac{1+\alpha}{1+p}\right)^2 + \left(\frac{1+\alpha}{1+p}\right)^3 + \ldots \right]$$

ó sea

$$S = B_0 \frac{1+\alpha}{p-\alpha}. \qquad (16)$$

Y para calcular la suma fija B, con la cual se puede reemplazar la suma variable $B_0 (1 + \alpha)^n$, tendremos

$$S_0 = S$$

$$\frac{B}{p} = B_0 \frac{1+\alpha}{p-\alpha}$$

$$B = \frac{p(1+\alpha)}{p-\alpha} B_0. \qquad (17)$$

Siendo, por ejemplo,

$$B_0 = 800 \qquad \alpha = 0,01 \qquad p = 0,05$$

resulta

$$B = \frac{0,05 - 0,01}{0,05\,(1,01)} \cdot 800 = \frac{0,0505}{0,0400} \cdot 800 = 1010.$$

Para saber en qué año concuerda el gasto normal con el efectivo tenemos

$$B_0 (1+\alpha)^n = B_0 \cdot \frac{1+\alpha}{p-\alpha} \cdot p$$

$$(1+\alpha)^{n-1} = \frac{p}{p-\alpha}$$

$$(n-1)(\log(1+\alpha)) = \log p - \log(p-\alpha)$$

$$n = 1 + \frac{\log p - \log(p-\alpha)}{\log(1+\alpha)}$$

para $p = 0,05$ y $x = 0,01$ resulta

$$n = 24 \text{ años}.$$

La última suposición, según la cual los gastos de explotación aumentan anualmente un tanto por ciento sobre el año anterior, es probablemente la más acertada.

Sin embargo es imposible calcular con exactitud el aumento de tráfico, pues depende de muchas circunstancias imposibles de prever.

Lo único que podemos asegurar es que al trazar una línea, no deben tomarse en cuenta las gastos de explotación del primer año ni tampoco los de años muy lejanos.

Puede suponerse que los gastos normales de explotación se producen entre los 20 y 25 años de la construcción de la línea.

XII

TARIFAS DE LOS FERROCARRILES

Al trazar un ferrocarril deben tenerse en cuenta los gastos efectivos de transporte y no las tarifas que se establecen para el mismo. Sin embargo, éstas dependen directamente de aquellos, y por consiguiente del trazado.

Mediante la competencia entre las múltiples líneas en una zona de explotación, que muchas veces tienen que rivalizar también con canales ú otras vías navegables, las tarifas de los ferrocarriles se reducen generalmente á un mínimo que supera muy poco al gasto efectivo de transporte, y con el cual la empresa menos poderosa halla aún ventaja en continuar la explotación.

En los ferrocarriles la explotación de una cierta zona, es un monopolio de la empresa.

Aunque aparentemente existe la competencia, desde que hay varios caminos para transportar las mercaderías, en el momento de producirse aquella las diferentes empresas llegan á celebrar convenios por los cuales adquieren el monopolio, cada una en su zona de explotación.

En estos casos puede calcularse la tarifa más conveniente para cada empresa del modo siguiente:

Una mercadería cuya producción cuesta p, y cuyo valor en el mercado donde se vende es m, tiene un valor $m-p$ que puede gastarse en el transporte. A $(m-p)$ lo llamaremos la *amplitud de expedición*, que indicaremos con v.

La distancia mayor hasta la cual puede transportarse esta mercadería con la tarifa f es:

$$r = \frac{v}{f}$$

siendo f la tarifa por tonelada kilométrica (*).

Por consiguiente la zona que puede proveer un lugar de consumo, tiene una superficie

$$\pi r^2 = \frac{\pi v^2}{f^2}$$

y si cada unidad de superficie produce γ unidades, la suma total de mercadería que afluye á ese punto es igual

$$\gamma \cdot \frac{\pi v^2}{f^2}$$

El número de toneladas kilométricas necesarias para transportarlas será (fig. 29)

$$V = \int_0^r 2\pi x \,.\, dx\gamma \,.\, x$$

$$V = 2\pi\gamma \int_0^r x^2 dx$$

$$V = \frac{2}{3}\gamma \,.\, r^3 \qquad (18)$$

Si f es la tarifa que la empresa cobra por el transporte, y este

(*) El sistema de tarifas tratadas en este capítulo, lo llamaremos en adelante el de las « tarifas sencillas » para distinguirlas de las tarifas parabólicas y mixtas de que se tratará en los capítulos que siguen.

origina el gasto f_0, el sobrante de capital que se produce al verificar el trabajo V toneladas kilométricas es

$$U = (f - f_0)\,V$$

y si sustituimos los valores obtenidos para r y v, resulta

$$U = (f - f_0)\,\frac{2}{3}\,\gamma\pi r^3 = (f - f_0)\,\frac{2}{3}\,\gamma\pi\,\frac{v^3}{f^3}$$

$$U = \frac{2}{3}\,\gamma\pi v^3\,\frac{f - f_0}{f^3}. \qquad (19)$$

Para que U sea un máximo, debe ser

$$\frac{\partial U}{\partial f} = 0$$

$$\frac{2}{3}\,\gamma\pi v^3\left[\frac{f^3 - 3f^2\,(f - f_0)}{f^6}\right] = 0$$

$$f^3 - 3f^2\,(f - f_0) = 0$$

$$f = \frac{3}{2}\,f_0 = 1{,}5\,f_0$$

resultando entonces

$$U_{máx.} = \frac{2}{3}\,\gamma\pi v^3\,\frac{1{,}5\,f_0 - f_0}{1{,}5^3\,.\,f_0^3}$$

$$U_{máx.} = \frac{8}{81}\cdot\frac{\gamma\pi v^3}{f_0^2}$$

y si reemplazamos $W = \dfrac{8\gamma\pi v^3}{f_0^2}$

$$U_{máx.} = \frac{8}{81}\,W$$

que es el máximo de ganancia.

De aquí se deduce la siguiente regla general :

Para mercaderías cuya distancia de expedición depende únicamente de los gastos de transporte, se obtiene el máximum de ga-

nancia líquida, cuando la tarifa es 1,5 mayor que los gastos efectivos de transporte.

Por consiguiente, está en los intereses de una empresa no explotar la zona entera que corresponde al máximo de distancia de expedición $\frac{v}{f_0}$, sino únicamente hasta la distancia $\frac{v}{1{,}5\, f_0} = \frac{2}{3}\frac{v}{f_0}$.

Esto quiere decir que á la empresa le es más conveniente aumentar sus tarifas á dos tercios de las que representan el costo propio, y por consiguiente reducir su explotación á $\frac{2}{3}$ de la zona explotable.

Las tarifas de transporte hay que calcularlas en este caso independientemente del capital de construcción, en cuanto éste no depende del tráfico sobre la línea.

En estos cálculos hemos supuesto igual densidad de tráfico en la zona de explotación. Esto no es del todo exacto, puesto que la densidad disminuye con la distancia del ferrocarril.

Sin embargo, ésta no influye sobre la exactitud del cálculo lo que puede probarse del siguiente modo:

Supongamos el primer caso y que la densidad de tráfico γ_0 sea variable, por ejemplo

$$\gamma_x = \gamma_0 \left[1 \pm b\left(\frac{x}{r}\right) \pm c\left(\frac{x}{r}\right)^2 \pm \ldots \pm p\left(\frac{x}{r}\right)^n\right]$$

Siendo $\gamma_x = \gamma$ para $x = 0$

$\gamma_x = 0$ para $x = r$ y $\pm(b + c + \ldots + p) = \mp 1$

Por lo tanto, será:

$$V = \int_0^r 2\pi x^2 \gamma_0 \left[1 \pm b\left(\frac{x}{r}\right) \pm c\left(\frac{x}{r}\right)^2 \pm \ldots \pm p\left(\frac{x}{r}\right)^n\right] . dx$$

ó sea $$V = 2\pi\gamma r^3 \left[\frac{1}{3} \pm \frac{b}{4} \pm \frac{c}{5} \pm \ldots \pm \frac{p}{n+3}\right] = \frac{K}{f^3}$$

y entonces $$U = K\,\frac{f - f_0}{f^3}$$

de donde se deduce

$$U_{\text{máx.}} \quad \text{para} \quad f = \frac{3}{2} f_0.$$

Si la red de vías no se extendiera hasta la distancia r, sino

hasta [illegible]

$$U = [illegible]$$

$$U = [illegible]$$

$$U = [illegible]$$

$$U = [illegible]$$

$$U = [illegible]$$

$$U = \pi\gamma (f - f_0)\left(r^2 r_1 - \frac{1}{3} r_1^3\right) \qquad (20)$$

Si sustituimos el valor de $r = \frac{\mathbf{r}}{f}$ y resolvemos la ecuación

$$\frac{\partial U}{\partial f} = 0$$

obtendremos $\qquad f^3 + 3\left(\frac{\mathbf{r}}{r_1}\right)^2 f - 6\left(\frac{\mathbf{r}}{r_1}\right)^2 f_0 = 0$

y como $\qquad r = \frac{\mathbf{r}}{f} \qquad$ ó $\qquad \mathbf{r} = rf$

resultará $\qquad f^3 + 3\,\frac{r^2 f^2 \cdot f}{r_1^2} - 6\,\frac{r^2 f^2 \cdot f_0}{r_1^2} = 0$

$$f + 3\left(\frac{r}{r_1}\right)^2 f - 6\left(\frac{r}{r_1}\right)^2 f_0 = 0$$

$$f\left[1 + 3\left(\frac{r}{r_1}\right)^2\right] = 6\left(\frac{r}{r_1}\right)^2 f_0$$

$$f = \frac{6\left(\frac{r}{r_1}\right)^2 f_0}{1 + 3\left(\frac{r}{r_1}\right)^2}$$

$$f = \frac{6 f_0}{\left(\frac{r_1}{r}\right)^2 + 3} \qquad (21)$$

El valor de r_1 puede variar entre 0 y r; para $r_1 = 0$ será

$$f = \frac{6f_0}{0+3} = 2f_0$$

y para $r_1 = r$

$$f = \frac{6f_0}{1+3} = 1{,}5\, f_0.$$

Esto quiere decir que una empresa obtendrá la tarifa más ventajosa, según la extensión de su red de líneas, pudiendo aquella variar entre $1{,}5\, f_0$ y $2\, f_0$ según la mayor ó menor extensión de su red.

Merece una atención especial la observación de que cuanto más se extiende la red de líneas de una misma compañía, tanto más debe reducir ella sus tarifas, para obtener las mayores ventajas, no debiendo, sin embargo, pasar el límite de $1{,}5\, f_0$.

Pasaremos ahora á determinar las tarifas más ventajosas de los ramales.

Supongamos que un ramal tenga una longitud z, una sola estación, y una tarifa f_2.

Si v es la amplitud de expedición, la mercadería que ha recorrido todo el ramal, gastando, por consiguiente, en transportes la suma $f_2 z$, al llegar á la red principal, aún tiene la amplitud de expedición.

$$v_1 = v - f_2 z$$

Como la cantidad de mercadería por transportar es $= \pi\gamma \frac{v_1^2}{f^2}$, la parte que pasa á la red principal, puesto que aún tiene un valor v_1 de expedición, sería

$$Q = \pi\gamma \left(\frac{v - f_2 z}{f}\right)^2$$

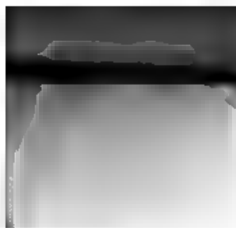
donde f es la tarifa sobre la vía principal.

Siendo f_0 el costo efectivo de transporte, resultaría que el sobrante de ganancia sobre el ramal, para esta cantidad Q, sería

$$U = Q\,(f_2 - f_0)\, z$$

ó

$$U = \frac{\gamma\pi z}{f^2}\,(f_2 - f_0)\,(v - f_2 z)^2 \qquad (22)$$



De donde obtenemos U_{max} para

$$f_2 = \frac{2}{3} f_0 + \frac{1}{3} \frac{v}{z} \qquad (23)$$

El transporte sobre todo el ramal sería

$$f_2 z = \frac{2}{3} f_0 z + \frac{1}{3} v.$$

No podría cobrarse una tarifa que fuera mayor que un tercio de la amplitud total de expedición, porque probablemente resultaría más económico el transporte sobre caminos carreteros.

Examinaremos ahora cómo resultaría esta misma tarifa f_2 si el ramal no se explotase por separado, sino por la empresa dueña de la red general de vías existentes.

La cantidad de tráfico que pasa á la línea principal del ramal importa en toneladas kilométricas:

$$V = 2\pi\gamma \int_0^r x^2 dx = \frac{2}{3} \pi\gamma r^3$$

de donde $$r = \frac{v - f_2 z}{f}$$

Si sumamos este sobrante del tráfico con el proveniente del ramal, resulta

$$U = \frac{\pi\gamma z}{f_2} (f_2 - f_0)(v - f_2 z)^2 + \frac{2\pi\gamma}{3f^3} (f - f_0)(v - f_2 z)^3 \qquad (24)$$

Si resolvemos ahora la $\frac{\partial U}{\partial f} = 0$ hallaremos

$$f_2 = \frac{2f_0 v - fv + 2f \cdot f_0 z}{(f + 2f_0) z} \qquad (25)$$

y como $f = \frac{2}{3} f_0$

$$f_2 = \frac{6}{7} f_0 + \frac{1}{7} \frac{v}{z} \qquad (26)$$

Para comparar el resultado de esta fórmula con el de la (23) tomaremos como ejemplo :

$v = 10$ \$ moneda nacional,
$f_0 = 0,02$ \$ moneda nacional,
$z = 100$ kilómetros.

Resultaría en el primer caso

$$f_2 = \frac{2}{3}\, 0,02 + \frac{1}{3} \cdot \frac{10}{100} = 0,0467 \ \$$$

y en el segundo

$$f_2 = \frac{6}{7}\, 0,02 + \frac{1}{7} \cdot \frac{10}{100} = 0,0314 \ \$$$

Esto quiere decir que la explotación de ramales puede hacerse con más ventaja por la administración de la red principal que por una administración especial, pues cuando la explotación de un ramal ya no fuera posible para ésta, podría ser ventajosa aún para aquella.

Como el Estado puede ser el capitalista mayor posible, se desprende de lo expuesto que teóricamente la Nación debiera ser la propietaria de toda la red de ferrocarriles principales y secundarios del país, porque podría establecer en iguales condiciones, las tarifas de transporte mínimas.

Ahora queda sólo por examinar el caso en que la zona de explotación aumenta ó disminuye por la competencia de dos puntos de consumo próximos.

Supongamos, por ejemplo, dos grandes minas de carbón, que proveen á diferentes zonas vecinas. Cada una de estas dos zonas, aumentará con la mayor facilidad de ser provistas.

Sin embargo, en este caso la competencia sólo producirá una rebaja general en las tarifas, y como ésta es aplicable á ambas minas, no podrá influir sobre la mayor ó menor extensión de la zona de consumo.

Sólo puede decirse que si las tarifas bajan, aumenta el consumo, es decir con la disminución de las tarifas, crece la densidad de tráfico.

Sería, pues, necesario conocer la relación entre la densidad de tráfico y las tarifas. Esto es difícil, y sólo empíricamente podemos establecerla en:

$$\gamma = \gamma_0 (v - f . x)$$

Para una zona de un radio invariable r_0 el sobrante de explotación sería

$$U = 2\pi\gamma (f - f_0) \int_0^{r_0} x^2 dx = 2\pi\gamma_0 (f - f_0) \int_0^{r_0} x^2 (v - fx)\, dx$$

ó

$$U = \pi\gamma_0 r_0^3 (f - f_0) \left(\frac{2}{3} v - \frac{1}{2} f r_0\right) \qquad (27)$$

Tendremos, por consiguiente, $U_{máx}$ para

$$f = \frac{1}{2} f_0 + \frac{2}{3} \cdot \frac{v}{r_0} \qquad (28)$$

quiere decir que *cuanto menor sea la zona de consumo, tanto mayor debe ser la tarifa.*

XIII

TARIFAS DIFERENCIALES Y TERMINALES

Acabamos de demostrar que el mayor resultado de una explotación se obtiene cuando las tarifas importan 1 $^1/_2$ del costo efectivo de transporte, en el caso de una zona ilimitada, y más de 1 $^1/_2$ si es limitada por varios mercados de competencia ó se trata de ramales.

De la distancia máxima de expedición resultante de la tarifa mínima ó costo efectivo de transporte, sólo convenía, en el caso favorable, aprovechar $^2/_3$ partes.

Ahora, parece también conveniente explotar la parte comprendida en el último tercio, adoptando tarifas algo reducidas.

Esta reflexión nos conduce á un examen de las tarifas diferenciales.

Si se abandonara la idea de cobrar los fletes en relación á la distancia kilométrica, podría proponerse el cobro del flete independientemente de la distancia, en forma de tarifa terminal, como se hace con la correspondencia postal.

Parece conveniente, pues, volviendo al caso de las tarifas diferenciales, reducirlas en relación directa á la distancia del punto de producción, es decir, que para un punto que se halla á la distancia x del mercado, se cobraría la tarifa:

$$f - f_1 x$$

siendo f la tarifa general y $f_1 x$ la rebaja en compensación de la mayor distancia. Resultaría que para el transporte sobre una vía cuya extensión es x, el flete sería

$$fx - f_1 x^2,$$

ecuación de una parábola por cuya razón esta clase de tarifas se llaman *parabólicas* (*).

La ganancia de explotación de una zona de radio r, sería por lo tanto:

$$U = 2\pi\gamma \int_0^r (f - f_0 - f_1 x)\, x^2 dx \qquad (29)$$

ó sea

$$U = \pi\gamma r^3 \left[\frac{2}{3}(f - f_0) - \frac{1}{2} f_1 r\right] \qquad (30)$$

Para la distancia máxima de expedición r, el flete sería $fr - f_1 r^2$, y como debe ser igual al costo efectivo de transporte, resulta:

$$f_0 r = fr - f_1 r^2$$

ó

$$r = \frac{f - f_0}{f_1}.$$

Si sustituimos este valor en la (30) resulta

$$U = \frac{1}{6} \gamma\pi r^3 (f - f_0). \qquad (31)$$

(*) Análogamente y con consideraciones semejantes podrían formarse tarifas *circulares, elípticas é hiperbólicas.*



$U_{máx.}$ se obtiene remplazando f por $f_{máx.}$

Como hemos visto, la distancia máxima de transporte es

$$r = \frac{f - f_0}{f_1}.$$

La distancia x para la cual $fx - f_1x^2$ es máximo se deducirá de la derivada

$$f - 2xf_1 = 0$$

de donde

$$x = \frac{f}{2f_1}.$$

Como en ambos casos la distancia máxima debe ser la misma

$$x = r$$

resulta

$$\frac{f}{2f_1} = \frac{f - f_0}{f_1}$$

ó

$$f = 2f - 2f_0$$

ó

$$f = 2f_0$$

Por otra parte

$$r = \frac{v}{f_0}$$

y como también

$$r = \frac{f}{2f}$$

resulta que

$$\frac{v}{f_0} = \frac{f}{2f_1} = \frac{2f_0}{2f_1}$$

$$f_1 = \frac{f_0^2}{v}.$$

La ecuación para el flete, es decir

$$fx - f_1x^2$$

se convierte en

$$2f_0x - \frac{f_0^2}{v}x^2$$

y, por lo tanto, la ganancia de explotación para toda la zona explotable será

$$U = 2\pi\gamma \int_0^{\frac{v}{f_0}} \left[2f_0 - \frac{f_0^2 x}{v} - f_0\right] x^2 dx$$

y el máximo

$$U_{\text{máx.}} = \frac{1}{6}\gamma\frac{\pi v^3}{f_0^2} = \frac{1}{6}W \qquad (32)$$

Este resultado se obtiene también directamente de la (30), si introducimos los valores de $f = 2f_0$ y $r = \frac{v}{f_0}$.

En efecto

$$U_{\text{máx.}} = \frac{1}{6}\gamma\pi\left(\frac{v}{f_0}\right)^3(2f_0 - f_0) = \frac{1}{6}\gamma\pi\frac{v^3}{f_0^3}\cdot f_0$$

$$U_{\text{máx.}} = \frac{1}{6}\gamma\frac{\pi v^3}{f_0^2} = \frac{1}{6}W$$

Una comparación con la fórmula obtenida aprovechando sólo dos terceras partes de la zona explotable con una tarifa única $f = 1{,}5\,f$ da la relación

$$\frac{U_{\text{máx.}}}{U_{\text{máx.}}} = \frac{\frac{8}{81}}{\frac{1}{6}} = \frac{8}{81}\cdot\frac{6}{1} = \frac{48}{81}$$

ó sea el anterior $\quad U_{\text{máx.}} = 0{,}59\ U_{\text{máx.}}$ actual

es decir que la ganancia de explotación en el primer caso es sólo 0,59 de la que resulta adoptando las tarifas diferenciales parabólicas.

Este resultado no se alcanza por completo, puesto que los puntos más cercanos, deben pagar un flete algo mayor, $2\,f_1$ en lugar de

1,5 f_0, y por lo tanto, disminuye algo el consumo ; *sin embargo*, el resultado obtenido en la práctica es tan favorable á las *tarifas diferenciales, que su aplicación debería ser motivo de estudio concienzudo por parte de las empresas.*

Si suponemos que la densidad de tráfico disminuye con el aumento de flete y que esta disminución se ajusta á la ecuación (26) es decir :

$$\gamma = \gamma_0 (v - fx)$$

tendremos

$$\gamma = \gamma_0 \left[v - 2f_0 x + \frac{f_0^2}{v} \cdot x^2 \right]$$

y el máximo de ganancia de explotación será

$$U_{máx.} = 2\pi\gamma_0 \int_0^{\frac{v}{f_0}} \left[v - 2f_0 x + \frac{f_0^2}{v} x^2 \right] \left[f_0 - \frac{f_0^2}{v} x \right] x^2 dx$$

$$U_{máx.} = \frac{1}{30} \cdot \frac{\pi\gamma_0 v^4}{f_0^2}$$

y si

$$W_1 = \frac{\pi\gamma_0 v^4}{f_0^2}$$

$$U_{máx.} = \frac{1}{30} \cdot W_1 \qquad (34)$$

Hasta ahora hemos supuesto que los gastos de recepción y entrega de las mercaderías estaban comprendidos en las tarifas de transporte; debemos, pues, examinar si no habría conveniencia en cobrar una tarifa terminal ó sea una suma fija independiente de la tarifa general, superior al gasto efectivo terminal de recepción y entrega.

Supongamos que se cobre A por la recepción y entrega de la unidad de mercadería, y el costo efectivo de estas operaciones sea A_0, entonces resulta, por *unidad* transportada á la distancia x un sobrante ó ganancia de explotación.

$$A - A_0 + (f - f_0) x$$

Si la unidad de superficie de la zona anular de ancho dx del croquis (figura 31) produce γ_x, el transporte de todo lo producido en ella hasta el mercado M, dará una ganancia líquida

$$dU_x = 2\pi x \gamma_x [A - A_0 + (f - f_0) x] \, dx$$

y por consiguiente, la zona completa de explotación

$$U_x = 2\pi x \gamma_x \int_0^r [A - A_0 + (f - f_0) x] \, dx.$$

Supongamos ahora una densidad de tráfico desigual y apliquemos la fórmula empírica (que si no es exacta no es del todo arbitraria)

$$\gamma_x = \gamma_0 [v - (A - A_0) - fx]$$

resultará en general

$$U = 2\gamma_0 \pi \int_0^r [v - (A - A_0) - fx] [A - A_0 + (f - f_0) x] \, x dx.$$

Para que U sea un máximo debe ser

$$\frac{\delta U}{\delta A} = 0 \qquad \frac{\delta U}{\delta f} = 0$$

es decir

$$2\gamma_0 \pi \int_0^r [v - (A - A_0) - fx] \, x dx - 2\gamma_0 \pi \int_0^r [A - A_0 + (f - f_0) x] \, x dx$$

$$= \frac{\delta U}{\delta A} = 0$$

$$2\gamma_0 \pi \int_0^r x^2 [v - (A - A_0) - fx] \, dx - 2\gamma_0 \pi \int_0^r x^2 [A - A_0 + (f - f_0) x] \, dx$$

$$= \frac{\delta U}{\delta f} = 0$$

Desarrollando estas ecuaciones obtenemos las dos siguientes

$$A - A_0 = \frac{v}{6}\left[5 - 4\frac{f}{f_0}\right]$$

y
$$A - A_0 = \frac{v}{8}\left[7 - 6\frac{f}{f_0}\right]$$

de donde
$$\frac{v}{6}\left[5 - 4\frac{f}{f_0}\right] = \frac{v}{8}\left[7 - 6\frac{f}{f_0}\right]$$

luego
$$f = \frac{f_0}{2} \qquad (35)$$

y
$$A = A_0 + \frac{v}{2} \qquad (36)$$

Si sustituimos estos valores en las ecuaciones de U resulta

$$U_{máx.} = 2\gamma_0\pi \int_0^r \left[\frac{v}{2} - \frac{f_0}{2}\cdot x\right]\left[\frac{v}{2} - \frac{f_0}{2}\cdot x\right] x dx$$

$$= \frac{\gamma_0\pi}{2} \int_0^r \left[v - f_0 x\right]^2 x dx$$

y como $r = \frac{v}{f_0}$

$$U_{máx.} = \frac{1}{24}\,\frac{\gamma_0\pi v^4}{f_0^2}$$

Si hacemos $\frac{\gamma\pi v^4}{f_0^2} = W_1$ tendremos

$$U_1 = \frac{1}{24} W_1. \qquad (37)$$

Para el caso especial en que

$$A = A_0 \qquad \text{y} \qquad f = 1{,}5f$$

tendríamos

$$U_{máx.} = \int_0^r 2\pi\gamma_0 \left[v - 0 - \frac{3}{2} f_0 x\right] \left[0 + 0,5 f_0 x\right] x dx$$

$$= \gamma\pi f_0 \int_0^r \left[v - \frac{3}{2} f_0 x\right] x^2 dx$$

ó sea
$$U_{máx.} = \frac{2}{81} \cdot \frac{\gamma_0 \pi v^4}{f_0^2}$$

ó
$$U_{máx.} = \frac{2}{81} W_1. \qquad (38)$$

De la comparación de las fórmules (34), (37) y (38) resulta que:
Es conveniente calcular la tarifa terminal más elevada que el costo propio de expedición y á la vez rebajar las tarifas hasta menos del costo efectivo.

Para (34) era $U_{máx.} = \frac{1}{30} W_1 = 0,033 \ W_1.$

Para (37) era $U_{máx.} = \frac{1}{24} W_1 = 0,042 \ W_1.$

Para (38) era $U_{máx.} = \frac{2}{81} W_1 = 0,025 \ W_1.$

De estos tres casos el (37), que se refiere á un sistema de tarifas mixto, $A + fx$, es el más conveniente.

En la determinación de A y f [ecuaciones (36) y (35)] no debe olvidarse que tienen un valor limitado, por ser difícil fijar la ley según la cual varía la densidad de tráfico, dependiendo ésta de la distancia del mercado, precio de transporte, etc. En la práctica, la fijación, en cada caso particular, de los coeficientes numéricos que determinan los valores f y A (35) y (36) se ajustará á los resultados de la experiencia, la que sin embargo, no modificará los fundamentos de las citadas fórmulas.

XIV

RELACIÓN ENTRE LAS TARIFAS DE LOS FERROCARRILES Y LOS INTERESES PÚBLICOS

Aumentando las tarifas, crece el sobrante de la explotación, ó sea la ganancia de la empresa, y se perjudican el productor, el consumidor ó las personas intermediarias, ó los tres á la vez. Si, por lo contrario, disminuyen las tarifas, merma la ganancia de la empresa y aumentan los beneficios del productor y consumidor. Por consiguiente, si no crece la producción ó densidad de tráfico, el aumento ó disminución de las tarifas no tiene otra consecuencia que cambiar la relación en que se reparten la ganancia y pérdidas entre productor, consumidor y transportador, pero no sufren los intereses públicos.

Pero la variación de las tarifas tiene generalmente una influencia muy marcada sobre la producción y consumo. Si se reducen, produce una baja en el valor de las mercaderías y, por consiguiente, aumenta el consumo ó la demanda y el productor gana, porque puede cobrar un precio relativamente más alto y por lo tanto tratará de producir mayor cantidad.

Si con una tarifa f se transporta una cantidad γ de mercaderías, sobre un kilómetro, á la distancia x, la empresa tendrá una ganancia :

$$g = \gamma\,(f - f_0)\,x.$$

Si la empresa disminuye su tarifa f por el valor df, debe disminuir también su ganancia líquida en la relación :

$$\gamma\,.\,x\,.\,df$$

puesto que ella sólo ganaría para la misma cantidad γ y la misma distancia x

$$g_1 = \gamma\,(f - df - f_0)\,x$$

de modo que

$$g - g_1 = \gamma (f - f_0) x - \gamma (f - f_0) x + \gamma df . x$$

$$g - g_1 = \gamma . x . df.$$

Sin embargo, á causa de la nueva tarifa $f - df$, debe aumentar la producción en el valor $d\gamma$, luego habrá un aumento de transporte que daría la ganancia

$$dg_1 = d\gamma (f - df - f_0) x$$

y si despreciamos el valor $d\gamma . df$, que es de segundo orden, resulta

$$dg_1 = d\gamma (f - f_0) x. \qquad (39)$$

Como se compensan todas las ventajas y desventajas provenientes de la rebaja de tarifas, el valor dg_1 resulta ser la ganancia pública, la cual seguirá aumentando paulatinamente á medida que se hagan nuevas rebajas, hasta que $f = f_0$, lo que equivale á decir que la tarifa ha disminuido el costo efectivo f_0 de transporte.

De estas consideraciones se deduce que en los ferrocarriles se obtiene la ganancia pública máxima, si se establecen las tarifas mínimas hasta igualarlas al costo efectivo de transporte, lo que sucede con los caminos ordinarios en que se renuncia á cubrir los intereses del capital invertido en su construcción por medio de sobrantes de la explotación, siendo aquellos cubiertos por rentas generales.

Para desarrollar mejor esta idea, supongamos que exista la siguiente relación entre el precio y la densidad de tráfico:

$$\gamma = \gamma_0 [v - fx]$$

Si disminuye la tarifa por el valor df resulta un aumento de densidad de producción, es decir:

$$d\gamma = \gamma_0 x df$$

Si sustituimos este valor en la ecuación (39), resulta como ganancia pública

$$dg = \gamma_0 x^2 [f - f_0] df. \qquad (40)$$

[illegible]

$$g = [illegible]$$

ó sea

$$g = [illegible] \qquad (41)$$

Si se transporta todo lo que produce una zona de superficie igual á la de un anillo del espesor dx, resultará una ganancia de:

$$dG = 2\pi x \,.\, dx \,.\, g$$

ó sea

$$dG = 2\pi x \,.\, dx \,.\, \gamma_0 x^2 \left[\frac{1}{2}\left(\frac{v}{x}\right)^2 - f_0 \frac{v}{x} - \frac{1}{2} f^2 + f f_0\right]$$

ó
$$dG = 2\pi\gamma_0 x^3 \, dx \left[\frac{1}{2}\frac{v^2}{x^2} - \frac{v f_0}{x} - \frac{1}{2} f^2 + f f_0\right]$$

Esta zona de producción está limitada por el radio

$$r = \frac{v}{f}.$$

De este modo resulta la ganancia pública, para toda esta zona

$$G = \pi\gamma_0 \int_0^{\frac{v}{f} = r} \left[v^2 x - 2 v f_0 x^2 - f^2 x^3 + 2 f f_0 x^3\right] dx$$

ó sea

$$G = \frac{\pi\gamma_0 v^4}{f^3}\left[\frac{1}{4} f - \frac{1}{6} f_0\right] \qquad (42)$$

Si formamos ahora el valor

$$\frac{\partial G}{\partial f} = 0$$

resulta $f = f_0$ y por lo tanto

$$G_{\text{máx.}} = \frac{1}{12}\,\frac{\pi\gamma_0 v^4}{f_0^2}$$

ó sea

$$G_{\text{máx.}} = \frac{1}{12}\,W_1. \qquad (43)$$

Si hubiésemos optado por la tarifa sencilla $f = \frac{3}{2} f_0$, teniendo sólo en cuenta la utilidad particular de la empresa, resultaría:

$$G_{\text{máx.}} = \frac{5}{81} \cdot \frac{\pi\gamma_0 v^4}{f_0^2} = \frac{5}{81}\,W_1 \qquad (44)$$

ó sea más ó menos $= \frac{1}{16}\,W_1$.

Esto es sólo tres cuartos de la ganancia anterior.

Empleando una tarifa parabólica diferencial para $f = 2f_0 - \frac{f_0^2 x}{v}$, hallaríamos

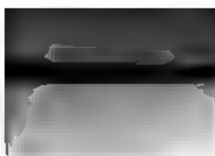
$$g = \gamma_0 x^2 \left[\frac{1}{2}\,\frac{v^2}{x^2} - \frac{vf_0}{x} - \frac{1}{2} f_0^4 \cdot \frac{x^2}{v^2} + f_0^3\,\frac{x}{v}\right]$$

y por lo tanto

$$G_{\text{máx}} = 2\pi \int_0^{\frac{v}{f_0}} gx dx = \frac{1}{15}\,\frac{\pi\gamma_0 v^4}{f_0^2} = \frac{1}{15}\,W_1 \qquad (45)$$

es decir, que la ganancia pública sería 8 % mayor que la que resultaría empleando la tarifa sencilla $\frac{3}{2} f_0 = f$ que se estableció teniendo en cuenta únicamente los intereses privados de una empresa.

Por lo tanto, puede afirmarse que, *la tarifa parabólica diferencial no sólo es ventajosa en el sentido del interés de la empresa, sino también en el de los intereses públicos.*



Antes habíamos hallado:

$$U = 2\pi\gamma_0 \int_0^{\frac{v}{f}} [v - fx] [f - f_1] x^2 dx$$

$$U = \frac{1}{6} \pi\gamma_0 \frac{v^4}{f^3} [f - f_0]$$

ó sea

$$f = \frac{3}{2} f_0$$

y

$$U_{máx.} = \frac{2}{81} \cdot \frac{\pi\gamma_0 v^4}{f_0^2} = \frac{2}{81} \cdot W_1 \qquad (47)$$

Comparando estos dos valores, es decir, el G máximo que resulta según la ecuación [44] para la tarifa proporcional de $f = \frac{3}{2} f_0$, con el valor que resulta de la [46], para la misma tarifa, se tiene:

$$\frac{G_{max}}{U_{max}} = \frac{\frac{5}{81} W_1}{\frac{2}{81} W_1} = \frac{5}{81} \cdot \frac{81}{2} = 2{,}5$$

es decir, que con esas tarifas, la ganancia pública supera en 2,5 veces la ganancia privada del ferrocarril.

Comparando los fórmulas (45) y (46), que representan la una la ganancia pública con tarifas parabólicas, y la otra la ganancia privada con tarifas sencillas resulta:

$$\frac{G_{max}}{U_{max}} = \frac{\frac{1}{15} W_1}{\frac{2}{81} W_1} = \frac{1}{15} \cdot \frac{81}{2} = \frac{81}{30}$$

$$\frac{G_{max}}{U_{max}} = 2{,}7$$

Y finalmente comparando el resultado de las fórmulas (46) y

(43), que representan ambas las ganancia pública, la primera para tarifas diferenciales y la otra para tarifas sencillas; resulta:

$$\frac{G''_{\text{máx.}}}{G'_{\text{máx.}}} = \frac{\frac{1}{15} W_1}{\frac{1}{12} W_1} = \frac{1}{15} \cdot \frac{12}{1} = \frac{4}{5} = 0{,}8.$$

Estos análisis nos conducen al mismo resultado, es decir que las tarifas diferenciales parabólicas son preferibles á las tarifas proporcionales, tanto en lo que se refiere á la utilidad particular de la empresa, como en lo referente á la utilidad pública.

Para mayor claridad consúltese el siguiente cuadro:

$G_{1\ \text{máx.}}$	$f = f_0$	0.083 W_1	Tarifa igual costo
$G_{2\ \text{máx.}}$	$f = \frac{3}{2} f_0$	0.062 W_1	Tarifa sencilla
$G_{3\ \text{máx.}}$	$f = 2f_0 - \frac{f_0^2 x}{v}$	0.067 W_1	Tarifa parabólica
$U_{2\ \text{máx.}}$	$\begin{cases} f = \frac{3}{2} f_0 \\ A = A_0 \end{cases}$	0.025 W_1	Tarifa sencilla
$U_{3\ \text{máx.}}$	$f = 2f_0 - \frac{f_0^2 x}{v}$	0.033 W_1	Tarifas diferenciales

De este cuadro resultan las siguientes relaciones:

$$\frac{G_{2\ \text{máx.}}}{G_{3\ \text{max.}}} = \frac{62}{67} = 0.92$$

$$\frac{G_{3\ \text{máx.}}}{G_{1\ \text{máx.}}} = \frac{67}{83} = 0.80$$

$$\frac{G_{2\ \text{máx}}}{G_{1\ \text{máx.}}} = \frac{62}{83} = 0.75$$

XV

TRAFICO PROBABLE DE UN FERROCARRIL (*)

Varios autores han tratado de establecer fórmulas empíricas, para determinar, *a priori*, el producto de una línea, según las condiciones comerciales de las regiones que debe cruzar.

Michel, en Francia, hizo muchas observaciones en ese sentido, y logró establecer una fórmula empírica, que parece haber dado resultados prácticos, concordantes con los obtenidos en líneas ya establecidas.

Más tarde, los ingenieros R. Richard y Mackensen se ocuparon de ese problema y lograron establecer los coeficientes que correspondían á las condiciones de Alemania, basando sus observaciones en las fórmulas indicadas por Michel. Las ampliaron en seguida y consiguieron darles un carácter más general.

El resultado obtenido por Michel es, que *el tráfico de una línea se halla en una proporción directa con el número de habitantes que pueblan las estaciones ó sea de los pueblos inmediatos á los que debe servir*.

Para llegar á este resultado hizo observaciones en las principales líneas francesas, excluyendo de ellas únicamente los pueblos que no alcanzaban á 1000 almas, como también las poblaciones de importancia extraordinaria, Paris, Burdeos, etc., suponiendo, no sin razón, que estos centros representan una influencia anormal sobre las condiciones del tráfico de una línea.

Las observaciones se hicieron segun el formulario que sigue:

(*) Este capítulo ha sido escrito en vista del capítulo de la obra *Handbuch der Ingenieurwissenschaften*, redactado por los ingenieros Richard y Mackensen.

I

Nombre del ferrocarril	Habitantes Número total	Número de viajeros en las estaciones correspondientes	Corresponde á un habitante	Suma media de las cargas que llegan y salen toneladas	Á cada habitante corresponde toneladas de mercaderías	OBSERVACIONES
F. C. del Norte, estación A..	22.500	175.000	7.80	...	...	
...	...	...	...	...	...	

Estas observaciones se extendieron sobre cuatro líneas principales francesas y se obtuvieron los resultados que siguen:

II

Nombre del ferrocarril	Habitantes Número total	Número de viajeros en las estaciones correspondientes	Corresponde á un habitante	Suma media de las cargas que llegan y salen toneladas	Á cada habitante corresponde toneladas de mercaderías	OBSERVACIONES
F. C. del Este..	547.400	4.178.400	7.70	1.141.100	2.10	
F. C. del Oeste.	438.700	2.970.000	6.80	1.016.800	2.30	
F. C. del Medit.	792.900	4.826.000	6.10	1.772.300	2.20	
F. C. del Sud..	254.600	1.383.800	5.50	38.600	1.50	
Término medio	2.033.600	13.359.000	6.50	4.315.700	2.10	

Según estas tablas, resulta que en Francia corresponden á cada habitante de las estaciones 6,5 pasajeros y 2,1 toneladas de mercaderías, aumentando estos coeficientes en los centros eminentemente industriales, y resultando menores para las poblaciones puramente agrícolas.

Observaciones análogas hicieron los ingenieros Richard y Mackensen, con la única diferencia que también extendieron sus observaciones á las poblaciones de menos de mil habitantes. Además, las clasificaron por el número de habitantes. Las observaciones se hicieron según el formulario que sigue:

III

Número de orden	Número de habitantes de las estaciones	Suma total de los habitantes que corresponden á estaciones de esta clase y que deben tenerse en cuenta para el tránsito de pasajeros	Viajeros por año	Corresponden á cada habitante	Suma de todos los habitantes que corresponden á estas estaciones y que deben tenerse en cuenta para el tránsito de mercancías	Suma media de las mercancías que entraron y salieron	Corresponden toneladas á cada habitante	Observaciones
1	Hasta 500	250	19.700	79	250	30.478	122	
2	500 á 1000	1.630	67.500	41	1.630	22.938	11	
3	1000 á 2000	2.700	81.550	30	2.700	22.263	8	
4	2000 á 5000	14.200	394.100	21	14.200	14.613	10	
5	5000 arriba	20.800	226.400	11	20.800	66.273	3	
	Término medio							
—	—	39.580	698.950	18	39.580	288.565	7	

Del resultado general se hizo una compilación según las tablas que siguen:

IV

Resumen de las condiciones de tráfico, según el número de habitantes en cada población, ó sea según su importancia

Número de orden	Nombre del ferrocarril	Término medio de habitantes de cada estación	Suma de los habitantes que deben tenerse en cuenta para el tráfico de pasajeros	Número de pasajeros que salen por año	Corresponden á cada habitante $= m_1, m_2, m_3 \ldots$	Media suma de las cargas que llegan y salen en toneladas	Toneladas que corresponden á cada habitante	Suma de los habitantes que deben tenerse en cuenta para el tráfico de cargas $= n_1, n_2, n_3 \ldots$	Observaciones
A	...	0 á 500	25.503	1.117.662	44	363.890	17	21.433	
B	...	500 á 1000	44.008	1.149.084	26	371.550	9	39.290	
C	...	1000 á 2000	107.470	1.895.959	18	755.323	8	96.590	
D	...	2000 á 5000	221 420	4.043.367	14	1.572.266	7	215.460	
E	...	5000 arriba	365.670	3.353.710	9	1.189.242	3	365.670	
...	...	...	...	...	...	...	...	...	
		$= e$	$= p$	$= m$	g	n		e	

V

Resumen de las condiciones de tráfico, según el número total de los habitantes de las poblaciones

Número de orden	Nombre del ferrocarril	Término medio de habitantes de cada estación	Suma de los habitantes que deben tenerse en cuenta para el tráfico de pasajeros	Número de pasajeros que salen por año	Corresponden á cada habitante $= m_1, m_2, m_3 \ldots$	Media suma de las cargas que llegan y salen en toneladas	Toneladas que corresponden á cada habitante	Suma de los habitantes que deben tenerse en cuenta para el tráfico de cargas $= n_1, n_2, n_3$	Observaciones
1	F. C. del E.	—	—	—	—	—	—	—	
2	—	—	—	—	—	—	—	—	
3	—	—	—	—	—	—	—	—	
Término med.			764.871	10.559.782	14	1.252.271	6	738.443	

La tabla III demostró que el tráfico era bastante variable según los diferentes puntos del Imperio y por lo tanto que era conveniente establecer coeficientes especiales según las diferentes zonas.

Por la tabla V resulta que en Alemania viajan anualmente 24 pasajeros y se transportan 6 toneladas por año y habitante.

En la República Argentina, seguramente se obtendría un resultado problemático, á causa de sus condiciones especiales, falta de una red completa, etc.

De las tablas que acabamos de indicar puede deducirse en general:

Que entre el número de habitantes de una población, número de viajeros y toneladas transportadas, existe una proporción fija y constante, de modo que es posible calcular de antemano el tráfico de pasajeros y carga que tendrá un ferrocarril.

En general, el tráfico local entre las estaciones intermedias es muy pequeño, comparado con el tráfico de estas con las terminales. Por consiguiente, puede suponerse que el tráfico de las líneas consiste especialmente en un intercambio de cargas y pasajeros con las estaciones terminales.

Así que el tráfico de una línea es igual al producto del número de

pasajeros ó carga de una poblacion por su distancia de la estacion terminal: quiere decir que el tráfico por kilómetro de via está representado por la fórmula:

$$\gamma = \frac{2\Sigma\,(p + g)\,d}{L} \qquad [1]$$

Significan en esta fórmula para cada poblacion:

γ el coeficiente de tráfico de una linea;

p el número de pasajeros;

g las toneladas de carga;

d la distancia de las poblaciones de la estación terminal;

L la extension total de la linea.

El coeficiente 2 debe agregarse á la fórmula, teniendo en cuenta que debe aplicarse tanto al movimiento de entrada como al de salida, suponiendo que la exportación sea igual á la importación y que el tráfico va y viene de la estación terminal.

Sabemos que entre p, g y el número de habitantes que hay en una pobleción existe una relación fija.

$$p = m\,.\,e \qquad \text{y} \qquad g = n\,.\,e$$

donde

m = número de viajeros que salen de una estación
n = número de toneladas que salen de una estación
e = número de habitantes de la población

luego:

$$\gamma = \frac{2\Sigma\,(m + n)\,e\,.\,d}{L}$$

$$\gamma = 2\left(\frac{m + n}{L}\right)\Sigma\,e\,.\,d \qquad [2]$$

Supongamos á la población concentrada en E, y que la distancia de este centro á la estación de salida es S; entonces:

$$E\,.\,S = e_1d_1 + e_2d_2 + \ldots + e_nd_n$$

$$(e_1 + e_2 + \ldots + e_n)\,S = e_1d_1 + e_2d_2 + \ldots + e_nd_n$$

$$S\Sigma(e) = \Sigma(ed)$$

ó
$$\gamma = 2(m + n)\frac{S}{L} \cdot \Sigma(e) \qquad [3]$$

Para deducir de esta fórmula la entrada de una línea es necesario introducir respectivamente la tarifa media para el transporte de pasajeros y mercaderías; si la tarifa para pasajeros es P y para carga J, las entradas serán:

$$(E = 2(mP + nJ)\frac{S}{L}\Sigma(e) \qquad [4]$$

Aplicando Michel esta su fórmula á casos especiales, halló como resultado valores mayores que los efectivos.

Comparando las entradas calculadas con las efectivas, observó que la diferencia resultaba siempre mayor á medida que aumentaba la extensión de la línea, debido á lo arbitrario del coeficiente 2.

Ahora bien, cuanto mayor es la extensión de la vía, tanto más grande es la probabilidad de que lleguen y salgan mercaderías de y para las estaciones intermedias. Pero como hemos supuesto que todas esas mercaderías deben transportarse de y á las terminales, mientras que muchas van á estaciones intermedias, es natural que el resultado debe ser demasiado grande, puesto que en nuestro caso hemos introducido el d máximo.

El coeficiente 2 puede aplicarse por consiguiente sólo en el caso más favorable, es decir, cuando la distancia de transporte sea un máximun ó cuando toda la carga se dirija á la estación final; pero disminuirá progresivamente á medida que aumente la extensión de la línea.

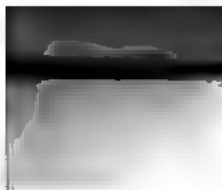
Quiere decir que el coeficiente puede variar entre 1 y 2, lo que está representado por la fórmula empírica:

$$\delta = 1 + \frac{K}{L}$$

donde L es la extensión de la vía y K el recorrido medio kilométrico de las mercaderías y pasajeros.

De modo que cuando $K = L$, tendremos $\delta = 1 + 1 = 2$ mientras que para $K = 0$, $\delta = 1$.

Como K es variable, según se trate de pasajeros ó de carga,



sustituiremos este valor por A y B, según el caso y tendremos

$$E = \left[mP\left(1 + \frac{A}{L}\right) + nJ\left(1 + \frac{B}{L}\right)\right]\frac{S}{L} \cdot \Sigma(e) \qquad [5]$$

Tratándose de ferrocarriles de poca extensión, no será posible aplicar para A y B el término medio de todos los ferrocarriles, y, por consiguiente, es necesario calcular para ellos valores medios, diferentes uno de otro, según la extensión de la vía.

Entraremos ahora en algunas consideraciones respecto al valor S, distancia media de todas las distancias de transporte de las estaciones intermedias hacia las estaciones finales.

Hemos visto que este valor de S, varía con la extensión de la línea y con la clase de carga transportada y que es en término medio para pasajeros A y para cargas B.

Entonces tenemos con más aproximación

$$E = \left[mP \,.\, A\left(1 + \frac{A}{L}\right) + nJB\left(1 + \frac{B}{L}\right)\right]\frac{\Sigma(e)}{L} \qquad [6]$$

Esta fórmula empírica es el resultado directo de las observaciones y datos estadísticos.

De su aplicación ha resultado que se acerca mucho á los hechos efectivos de explotación y por consiguiente que merece toda confianza en su aplicación.

Los valores $A\left(1 + \frac{A}{L}\right)$ y $B\left(1 + \frac{B}{L}\right)$ sólo pueden determinarse por observaciones directas, y son variables según la longitud de los ferrocarriles.

Los ingenieros mencionados procedieron entonces, á establecerlos según los datos estadísticos de casi todas las líneas alemanas, desde las más cortas hasta las más largas.

Se tomaron en consideración los datos estadísticos de 1876, 1877 y 1878.

El resultado fué el siguiente:

L	$\frac{A}{L}\left(1+\frac{A}{L}\right)$	$\frac{B}{L}\left(1+\frac{B}{L}\right)$
= 6 kilómetros	= 2,000	= 2,000
= 100 »	= 0,377	= 0,676
= 200 »	= 0,247	= 0,710
= 297 »	= 0,132	= 0,473
= 494 »	= 0,057	= 0,382
= 1.000 »	= 0,034	= 0,085
= 1.747 »	= 0,015	= 0,053
= 3.815 »	= 0.009	= 0,009

Hemos citado aquí por brevedad sólo ocho observaciones de las 79 que hicieron dichos ingenieros.

Se deduce de estas que tanto el valor de A como el de B disminuyen progresivamente á medida que aumenta L.

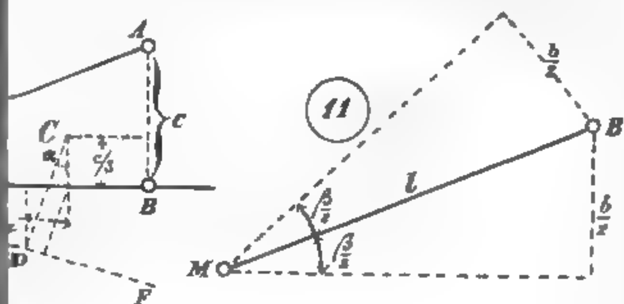
Esta relación entre L, A y B, se puede representar gráficamente.

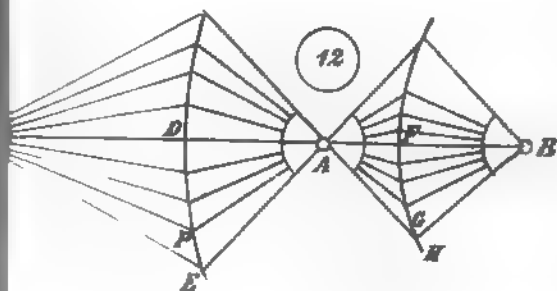
Considerando á L como abscisa y A y B como ordenadas obtendremos la curva representada en la figura 32.

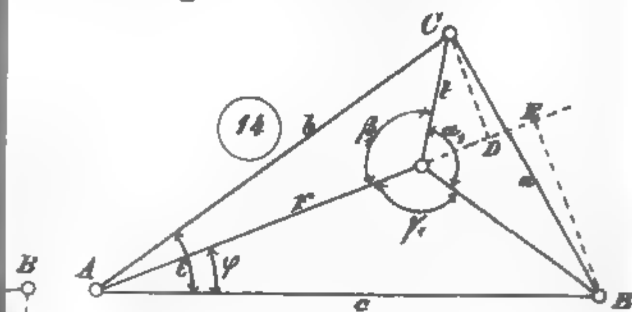
Esta curva, posibilita la determinación inmediata de los valores: $\frac{A}{L}\left(1+\frac{A}{L}\right)$ y $\frac{B}{L}\left(1+\frac{B}{L}\right)$ y por lo tanto E.

Aplicando convenientemente esta teoría se tendrá un medio de discutir convenientemente la superioridad económica de una línea sobre otra, con tal que se conozca el número de habitantes de los lugares que debe servir la línea.

(Continuará.)


11
A
B
C
c
c/3
D
F
M
l
b/2
β/2


12
A
B
D
E
F
G
H

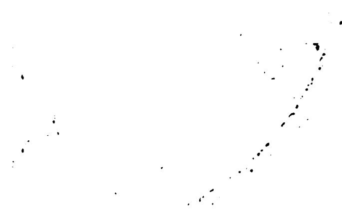

14
A
B
C
D
E
a
b
c
l
r
φ





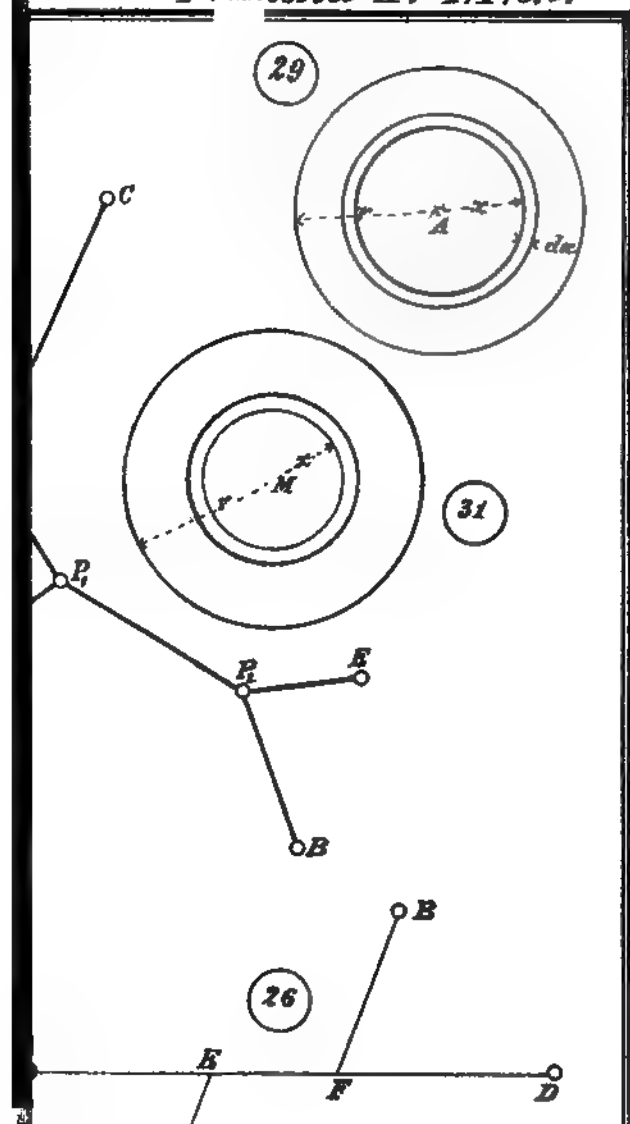


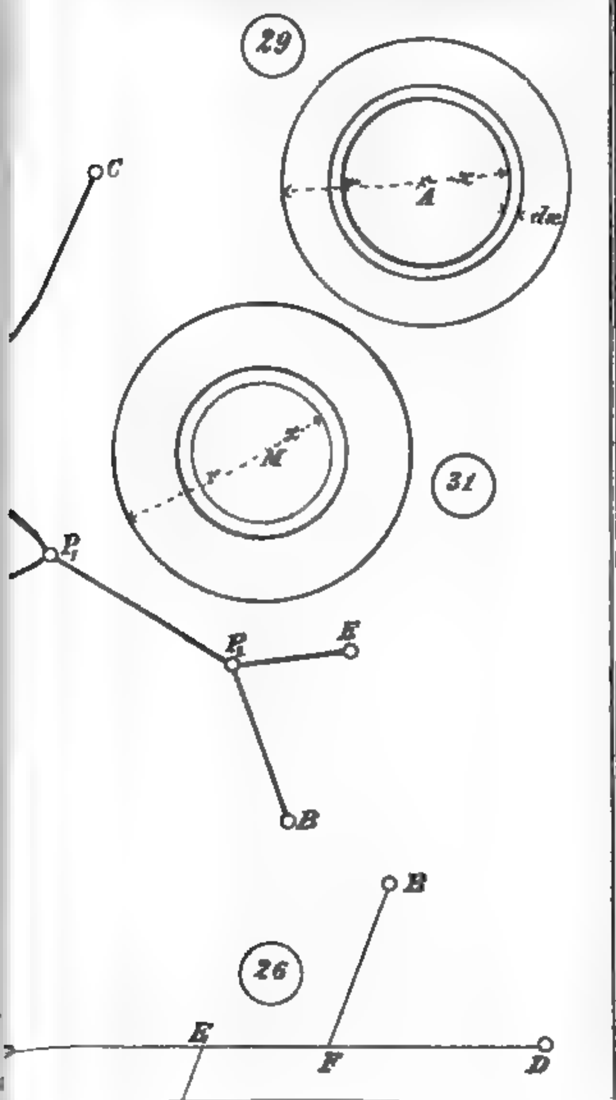






Plancha II. F.F.C.C.




29
C
A
x
dx
M
31
P_1
P_2
E
B
B
26
E
F
D

TESORO

DE

CATAMARQUEÑISMOS

NOMBRES DE LUGAR Y APELLIDOS INDIOS
CON ETIMOLOGÍAS Y ESLABONES AISLADOS DE LA LENGUA CACANA

Por Samuel A. LAFONE QUEVEDO, M. A.

PRÓLOGO

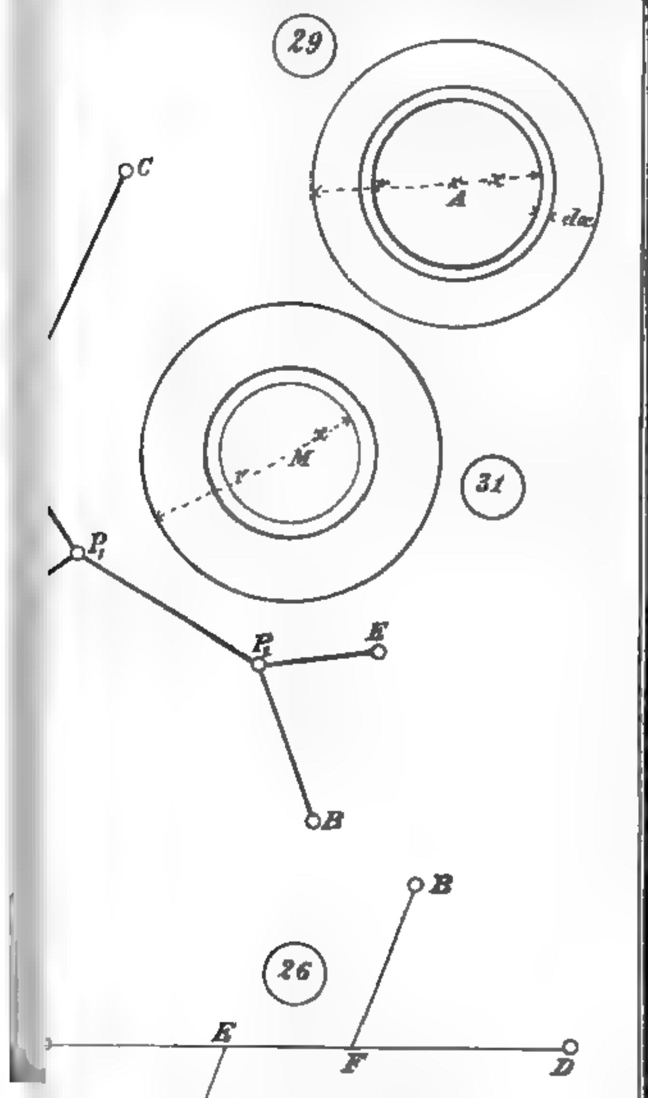
Los siguientes capítulos forman parte de la Disertación Preliminar de mi «Tesoro de Catamarqueñismos» que está por darse á la imprenta. En ella se trata en primer lugar de la lengua Cacana, que antes prevaleciera en toda la región Diaguita de lo que hoy es República Argentina. Diaguitas se llamaban los habitantes de las jurisdicciones de Londres, Rioja, Catamarca y Santiago del Estero.

El antiguo virreinato del Río de la Plata, en la importancia y variedad de las lenguas indígenas que encierra en su perímetro no tiene por qué ceder el primer lugar á región alguna de las tres Américas, sin excluir al mismo México. Por el Este está el Guaraní, por el Oeste el Quíchua, por el Sud el Araucano: ésto, ya en sí, bastaba para abarcar las tres cuartas partes de nuestra América. Por el Norte, asomaban las lenguas Chiquita y Moja, esta una cuña metida por el impulso de la raza Caríbica; triángulo étnico-lingüístico cuyo ápice descansa en los Chiquitos y su base en el Orinoco con aspadas en todas direcciones, que alcanzaron á abrazar á las mismas Antillas.

Distribuidas así las grandes lenguas del continente nuestro meridional, nos queda que tomar en consideración los arrinconamientos, unos grandes y otros pequeños: estos encierran varios enigmas



Plancha II. F.F.C.C.



TESORO

DE

CATAMARQUEÑISMOS

NOMBRES DE LUGAR Y APELLIDOS INDIOS
CON ETIMOLOGÍAS Y ESLABONES AISLADOS DE LA LENGUA CACANA

POR SAMUEL A. LAFONE QUEVEDO, M. A.

PRÓLOGO

Los siguientes capítulos forman parte de la Disertación Preliminar de mi «Tesoro de Catamarqueñismos» que está por darse á la imprenta. En ella se trata en primer lugar de la lengua Cacana, que antes prevaleciera en toda la región Diaguita de lo que hoy es República Argentina. Diaguitas se llamaban los habitantes de las jurisdicciones de Londres, Rioja, Catamarca y Santiago del Estero.

El antiguo virreinato del Río de la Plata, en la importancia y variedad de las lenguas indígenas que encierra en su perímetro no tiene por qué ceder el primer lugar á región alguna de las tres Américas, sin excluir al mismo México. Por el Este está el Guaraní, por el Oeste el Quíchua, por el Sud el Araucano: ésto, ya en sí, bastaba para abarcar las tres cuartas partes de nuestra América. Por el Norte, asomaban las lenguas Chiquita y Moja, esta una cuña metida por el impulso de la raza Caríbica; triángulo étnico-lingüístico cuyo ápice descansa en los Chiquitos y su base en el Orinoco con aspadas en todas direcciones, que alcanzaron á abrazar á las mismas Antillas.

Distribuidas así las grandes lenguas del continente nuestro meridional, nos queda que tomar en consideración los arrinconamientos, unos grandes y otros pequeños: estos encierran varios enigmas

que habiendo sido muchos, poco á poco van reduciéndose á tres ó cuatro.

De las grandes familias Quichua, Guaraní, Araucana, Chiquita y Moja, nada hay que decir por ahora; autores clásicos de la época colonial y de la nuestra han escrito magistralmente sobre estos idiomas. ¿ De las demás lenguas argentinas, qué se sabía ahora 25 años? Bien poca cosa por cierto.

El interés por estos estudios, empero, se ha despertado. El ingeniero Sr. Francisco San Román nos ha dado á conocer lo que es y lo que no es el Atacameño. El Museo de La Plata ha dado á luz trabajos míos sobre el Mocoví y Toba con reproducción de manuscritos de primera importancia, dejados por los Padres Misioneros entre esos gentiles, y en seguida se publicaron estudios sobre el Abipón, Lengua, Payaguá, Mbaya y otros dialectos del gran grupo Guaycurú del Chaco; mientras que el *Boletín del Instituto Geográfico* hace otro tanto con estudios sobre las lenguas del tipo Lule-Vilela, que con las otras del tipo Guaycurú parece que se repartían el Chaco.

En preparación está otro trabajo sobre el gran grupo Mataco, que incluye los dialectos Mataguayo, Vejoso, Nocten, etc., representantes del famoso Tonocoté de las Misiones Jesuíticas; lengua perdida bajo este nombre y que no resucitó con el trabajo del P. Machoni, quien llamó á su Lule «Tonocoté», porque quiso. Este estudio, cuando se publique, desvanecerá otra más de las dudas acerca de un grupo importante de las lenguas argentinas.

El descubrimiento del Arte y Vocabulario del P. Valdivia en España por el Dr. José T. Medina, llena otro vacío en las cadenas de nuestras lenguas arrinconadas, y resuelve otro problema lingüístico más de los que estaban en duda. Hoy sabemos á qué estar en lo que respecta al Allentiac de los Guarpes de Cuyo. Y no es esto todo, puede conducirnos á determinar algo acerca de las lenguas perdidas de los Comechingones y Sanavironas de Córdoba.

En cuanto á las lenguas de los Patagones y Fueguinos, mucho se está haciendo. El misionero Bridges ha reducido á forma de Arte y Vocabulario su rica colección de voces y reglas gramaticales, y antes que se cierre el siglo XIX acaso tengamos en letra de molde todo lo concerniente á Puelches, Tehuelches y Fueguinos.

Nos quedan aún dos enigmas de primordial importancia: los idiomas de la Banda Oriental y el Cacán de la region Diaguito-Andina. De los arrinconamientos en aquella banda del Río de la

Plata algo creo poder decir más tarde, pero el punto no es para discutido en este lugar, y lo que es más, espero nuevos informes de Francia acerca de los Charruas.

El Cacán, por otra parte, era la lengua que hablaban los indígenas de la región en que he vivido durante 35 años, y dada mi inclinación al estudio de la historia, arqueología y lingüística del lugar, debía primar en mí el deseo de descubrir lo que era y á qué grupo de la gran familia argentina debería atribuirse la lengua Cacana.

Este es el punto que se trata de elucidar en los capítulos del siguiente estudio. Desgraciadamente, del Cacán, como del Etrusco, carecemos de los pronombres y partículas pronominales, por lo que es imposible por ahora establecer la filiación de una y otra lengua, pero esto no quita que arriesguemos ciertas conjeturas y, fundándonos en las pruebas que se acumulan en los capítulos que van en seguida y en las voces del Tesoro, creemos que debemos aceptar la hipótesis de que se trata de un idioma que más tiene de Mataco que de Quichua, y que probablemente se aparta de aquel idioma en lo que conserva de un arrinconamiento muy anterior á la época Incásica.

Un punto creo haber probado hasta la evidencia, y es que el Cacán no era Quichua, así como el Mataco no es Quichua, sin perjuicio de que se puedan deducir puntos de contacto en uno y otro caso.

Escrito el «Discurso Preliminar» y visto que en razón de recursos podía demorarse la publicación del «Tesoro» acepté la invitación de la Sociedad Científica y me propuse ofrecerle este trabajo, como que así podría servir á los Americanistas que como los señores Adam (Lucien) y Brinton, se ocupen en resolver los problemas lingüísticos de nuestra zona.

Esta publicación anticipada puede ser provechosa hasta para mi «Tesoro» mismo, porque ella será encaminada á los señores Adam y Brinton, competentísimos críticos en la materia, y sus observaciones podrán ser tenidas en cuenta antes de dar á la imprenta la obra completa.

Mi método, precisamente, excluye toda idea preconcebida: á las pruebas me remito y á los argumentos que de ellas se puedan deducir. El deseo de descubrir algo de lo ignorado puede obscurecer la vista y la razón por el momento, pero una vez que las hipótesis se hayan sometido al crisol de la sana crítica, el que busca la verdad, y la verdad sola, tiene cómo retirarse con los honores de la guerra de cualquier posición insostenible.

Es realmente extraordinario que tan poco haya quedado en el país de los Cacanes desu lengua de origen; mas también es verdad, que nadie se ha puesto en la tarea de vivir con los indios quichuizantes del Salado en Santiago para apuntar el vocabulario y fraseología completos de esos indios.

No hace muchos años que era moneda corriente por estos mundos decir que había desaparecido la lengua del Cuzco de la provincia de Catamarca, y sin embargo nada más errado. Mi estanciero en Vis-Vis lo habla, la Magdalena Gomez, de Huaco, era insigne cuzquera y recién acaba de morir. Los pueblos del departamento de Pomán están aún llenos de gente que la habla y entiende, y otro tanto sucede en Tinogasta y el Cajón de Santa María.

No hay, pues, que desesperar de poder descubrir algo más acerca del Cacán, la dificultad de cuya guturación sirvió de obstáculo tan serio á los Padres de la Compañía, no obstante que ellos parecen haber gozado del dón milagroso de las lenguas. Ellos que aprendían la lengua de Cuzco antes de salir de Europa, nunca se hubiesen puesto en el afán de ponderar las dificultades del Cacán si sólo se hubiese tratado de un dialecto más gurural de la Lengua General; y como encontraron en el país gente quichuizante, hicieron lo de siempre, decidirse por una lengua que sirviese de medio general para hacerse entender, y poco á poco iría desapareciendo la otra lengua como cosa fuera de moda.

Como se verá, el número de voces sueltas, nombres de lugar y patronímicos que se resisten á toda interpretación por el Quichua ó Araucano es muy considerable; y así como no se puede llamar al Aymará «lengua de Cuzco», porque su vocabulario contiene gran número de voces Quichuas, tampoco puede considerarse al idioma Cacán dialecto de la lengua de los Incas, porque haya contenido la mitad ó más de sus voces derivadas del Perú.

El Dr. Max Uhle, del Museo de Berlín, ha podido reunir datos importantes del idioma Uro de las altiplanicies de Bolivia, y podremos compararlos con lo que nos quedan del Cacán. En ambos idiomás, el Uro y el Cacán, tenemos arrinconamientos de lenguas de las cumbres, adonde se comprende que se asilarían las naciones que buscaban un refugio seguro, ya de los hundimientos ó cataclismos, ya de las huestes invasoras.

Al ofrecer este primer contingente hacia el estudio de una de las lenguas perdidas de la República Argentina no se pretende más

que salvar de [illegible] tiene [illegible] se [illegible] [illegible] [illegible] [illegible] gran número de *Empadronamientos de Ind*[illegible] [illegible] Archivo Nacional [illegible] grafía de las provincias [illegible] [illegible] por [illegible] dueños de mercedes [illegible] sus títulos de propiedad, porque estos instrumentos están llenos de nombres hoy perdidos ya, mientras que los mapas, por muy grandes que sean, tienen que pasar por alto la gran mayoría de los nombres que, aunque carecen de importancia geográfica ó topográfica, sirven para delimitar las influencias étnico-lingüísticas.

Yo mismo tengo la intención alguna vez de seguir adelante con este trabajo; pero esto no es ningun motivo para que algun otro, mejor preparado ó con más celo, no adelante el descubrimiento con las pistas que aquí se dan. Lo que importa es que se aumenten colaboradores en la obra, y á estos se dedica este ensayo.

SAMUEL A. LAFONE QUEVEDO.

Pilciao, Diciembre 10 de 1894.

CAPITULO I

ORIGEN DEL TRABAJO

Todo forastero que entra á lo que antes fué la provincia del Tucumán, Juríes y Diaguitas, se habrá fijado en el dialecto que habla el pueblo en sus conversaciones familiares, y que se diferencia del castellano culto, no sólo en su tonada, sino también, en un considerable número de voces que nada dicen al que las oye por primera vez.

Recuerdo la sorpresa de mi hermana el año 1878, recién llegada de Montevideo y Buenos Aires, al oir á la buena gente de Colpes que sus *huahuas* (1) estaban con viruela, y á una mujer, que estaba *anucando* (2) á su *huahuita*.

(1) Chicos.
(2) Despechando.

Arte Allentiac, hallado por Medina en España, y los interesantes datos sobre el Atacameño, reunidos por el ingeniero Francisco San Román. No es imposible que quede algún manuscrito olvidado sobre el Cacán en alguna de las bibliotecas del Viejo ó Nuevo Mundo. Los coleccionistas á veces se contentan con reunir y depositar en sus estantes, y nadie que no sea argentino está obligado á reconocer la importancia excepcional de un dialecto tan perdido como el Cacán, y que para ellos sería como para nosotros algún arrinconamiento de los del Xingú, en el Brasil.

La luz, empero, se va haciendo y las publicaciones del señor Giménez de la Espada, en Madrid, nos van sirviendo de mucho y entre los varios documentos de especial interés para nosotros, que publica en su segundo tomo de las *Relaciones Geográficas*, está una carta del Apostólico Misionero Alonso de Barzana, del 8 de Setiembre de 1594, en que hace la descripción de la «religión, sujeción y costumbres» de los indios del Paraguay y Tucumán (Ap. III, pág. LIII, etc.)

En los siguientes capítulos se reproducirá esta noticia con algunas observaciones que ayuden á esclarecer puntos que lo necesiten.

CAPÍTULO III

EXTRACTOS DE LA CARTA DEL PADRE ALONSO DE BARZANA AL PADRE JUAN SEBASTIAN, SU PROVINCIAL. VIDE RETRO.

«Tiene la Compañía en esta misión que ya podemos llamar mejor residencia, pues á tanto tiempo que residimos en ella y tenemos casas é iglesias muy bien labradas en *Santiago del Estero* y en *Salta*, y en la *Asunción*, metrópoli del *Paraguay*, en *Guaira*, cuidado de dos grandes provincias, que cada una hace su obispado, que son la una, como digo, de *Tucumán* y la otra del *Paraguay* y por otro nombre *Rio de la Plata*. Las ciudades pobladas de españoles á las cuales sirven ya los indios conquistados de la provincia del *Tucumán*, son las más antiguas *Santiago del Estero*, *San Miguel del Tucumán*, de adonde tomó nombre la provincia del Estero, Córdoba,

Salta; y las poblazones más nuevas son la *Nueva Rioja, Las Juntas* y *Xoxuy*.»

El *obiter dictum* «San Miguel del Tucumán, de adonde tomó nombre la provincia del Estero», es una de aquellas observaciones de transeunte sin importancia alguna. Tucumán se llamó Tucumán años y siglos antes de fundarse San Miguel, que en el órden cronológico es la sexta fundación de las de ésta provincia, pues la precedieron el Barco, Londres, Córdoba de Calchaquí, Cañete y Santiago del Estero.

El P. Bárzana ó Bárcena no escribía historia, y en su tiempo los Españoles excluidos de Tucumán el Viejo se habían concretado á Tucumán el Nuevo.

Este punto es sin importancia alguna para la determinación de las lenguas, y su discusión se deja para mejor oportunidad. Sólo se hace notar, porque es un argumento en que pueden apoyarse los que no aceptan más Tucumán que el de San Miguel.

«Los indios que pertenecen á esta provincia son muchos, unos conquistados, de adonde vienen los indios á servir á los españoles así en los edificios de las casas como en las labranzas de los campos y otras cosas que siempre es menester de ordinario, á lo cual acuden los indios por sus veces, que acá llaman venir á hacer *mita;* y éste es el provecho que se saca de los indios conquistados, fuera del tributo que pagan á los encomenderos, que es á las personas á quien por sus beneméritos á unos más y á otros menos se les encomiendan los indios ó pueblos á merced del rey nuestro señor ó de los que tienen su lugar; la cual merced se da por una ó dos vidas, que es para si y para sus hijos y muy raras veces perpetua; y en vacando se proveen en otro. Los pueblos conquistados y encomendados son los que están poblados junto al rio que llaman del *Estero* y de los que están á la ribera del rio que llaman *Salado*, que corre poblado cuarenta leguas, y los que sirven á *Estero, San Miguel, Córdoba, Salta* y otros muchos que no están aún del todo conquistados y se van reduciendo con correrías que [en] esta tierra llaman *malocas*.»

Sobre todo esto nada hay que observar, porque el Padre describe lo que veía, y no es el propósito de este trabajo dar cuenta de lo que eran las encomiendas de indios y de los servicios que prestaban en *Tanda* ó *Mita*. Pasemos, pues, al siguiente párrafo en que se trata de la geografía de la lengua *Cacana*.

«Las lenguas más generales que tienen los indios desta tierra, son la *Caca*, *Tonocote*, Sanavirona; la Caca usan todos los *Diaguitas* y todo el valle de *Calchaquí*, y el valle de *Catamarca* y gran parte de la conquista de *La Nueva Rioja*, y los pueblos casi todos que sirven á *Santiago*, así los poblados en el rio del *Estero*, como otros muchos que están en la Sierra. Esta lengua está esperando la diligencia de nuestros obreros, porque tiene muchos de infieles sin haberse podido acudir á ellos. Hay hecho arte y vocabulario desta lengua. Un sólo Padre confesó [empezó] á casar, confesar, catequizar en ella; aunque muy principiante, bautizó muchos dellos, casó y confesó también otros muchos que en toda su vida sabían que era confesarse.»

No puede darse un párrafo de más interés para la historia de las lenguas argentinas. Por él sabemos dónde es que se hablaba la lengua Cacana, y para que llame más la atención se reduce á forma de tabla.

Lugares en que se hablaba el Cacan:

1° Todos los Diaguitas;

2° El Valle todo de Calchaquí;

3° El Valle de Catamarca;

4° Gran parte de la conquista de la Nueva Rioja;

5° Los pueblos casi todos que sirven en Santiago, los del Estero y los de la Sierra.

Los de la Sierra eran los que vivían en la sierra de Guayamba, en aquel entonces jurisdicción de Santiago, hoy de Catamarca, y que incluye los departamentos del Alto, Ancasti, Santa Rosa y La Paz.

¿Adonde debemos ubicar á los Diaguitas? El Padre Techo nos contestará la pregunta. Abramos su Historia del Paraguay, libro IV, capítulo 6 y allí veremos esta glosa en el márgen: «Joannes Darius et Didacus Boroa *Diaguitas pacificant et excolunt*» (á los Diaguitas pacifican y evangelizan). Estos Diaguitas se habían alzado á causa de que unos soldados habían dado muerte alevosa á ciertos de sus Caciques. Con tal motivo el Gobernador del Tucumán, Don Luis de Quiñones Osorio (1611), se empeñó con los Padres de la Compañía para que aún con riesgo de su vida entrasen á los valles de los Diaguitas y los redujesen á la paz. La Compañía ni por un momento trepidó en aceptar la peligrosa misión, y fueron designados para la empresa los Padres Juan Dario y Diego Boroa: nombra-

miento acertadísimo, por cuanto el primero acababa de reducir á la paz á los *Calchaquinos*.

Aquí se ve cómo el Padre Techo, ó sus recaudos, distinguían perfectamente entre Calchaquinos y Diaguitas.

Salen los Padres á cumplir con su misión «despuesde haber recorrido el valle de Aconquincam (Aconquija), que se extiende indefinidamente *(laté protensam)* entre las ciudades de San Miguel y de Londres y también los lugares más inmediatos á las breñas Yoncavil (Yocavil ó Santa-María), se ganaron para Cristo muchísimos salvajes, mediante la ceremonia del bautismo cristiano y auxilio de otros sacramentos. Así, pues, sin recelo alguno pasaron adelante al país de los Diaguitas y anduvieron con suerte en todo, como que los alzados se les entregaban á los Padres de la Compañía y no de mal grado; porque no ignoraban que de ella sola podían esperar protección y amparo. Oidas que fueron las quejas de los agraviados, prometieron los padres, que ellos se empeñarían con toda la fuerza de su valimiento para que en lo sucesivo no fuesen víctimas de la rapacidad de la soldadesca. Allanadas como quiera las causales del conflicto (porque ¿quién pone diques insalvables á la codicia añeja de aumentar la hacienda?) visitaron á los Huasanes, Mallis, Huachasches, Andalgalás, que habitaban pequeños pueblos etc. etc.»

Se repite la glosa *Diaguitæ pacificati*.

El itinerario de los Padres se puede trazar con toda facilidad. Salen de Santiago, pasan por San Miguel, penetran al valle de Yocavil ó de Santa-María por la cordillera de Anconquija y portillo de Caspinchango que conduce á Tafí. Puestos en Santa-María giraron al Sud y por las laderas del Atajo, espolón del mismo Anconquija, entraron al país de los Diaguitas ó valle de Londres. Por el mismo camino andaríamos hoy, y en el mismo lugar de los Andalgalas viven los descendientes de estos indios y de los Guachasches, mientras que yo, que estos párrafos escribo, tengo mis propiedades donde antes fué asiento de los indios Huasanes y Mallis.

No se necesita más prueba para saber qué país de los Diaguitas era esa série de valles encerrados al norte por el Calchaquí ó Yocavil, al Este por el de Catamarca, al Sud por la sierra de los Sauces y al Oeste por la Cordillera de los Andes; es decir: toda la cuenca que se desagua, sin agua, en el rio Salado que corre de Mazán hacia la Rioja. Esta región llamábase, y se llama aún, de los Pue-

blos de Catamarca y la Rioja, que en su mayor parte está poblada por los mismos Diaguitas, cuyos mayores fueron doctrinados y auxiliados por los Padres Bárzana, Dario y Boroa.

Nadie negará que los anteriores párrafos, los de Bárzana como los de Techo, son de primera importancia para establecer esta sección de la Geografía de las Lenguas Argentinas. Pero volvamos á la carta del Padre Alonso.

« La lengua *Tonocote* hablan todos los pueblos que sirven á *San Miguel del Tucumán* y los que sirven á *Esteco*, casi todos los del *Rio Salado* y cinco ó seis del rio del *Estero*. En esta lengua tiene ya la Compañía tres Padres obreros y confesores y es la primera de quien hizo arte y vocabulario, y por cuyo medio ha reducido á Nuestro Señor muchos millares de infieles, no solo en todos los pueblos de *Esteco y Tucumán*, pero tambien en el *Rio Bermejo*, del cual diré despues; porque con esta lengua no solo se ha traído á la fe toda la nacion *Tonocote*, pero tambien gran parte de la nacion que llaman *Lules*, esparcidas por diversas regiones como alárabes, sin casa ni heredades, pero tantos y tan guerreros, que si los españoles al principio de la conquista de la provincia del *Tucuman* no vinieran, esta nacion sola iba conquistando y comiendo unos y rindiendo otros, y así hubiera acabado á los *Tonocotes*. Saben muchos dellos la lengua *Tonocote* y por ella han sido catequizados todos. La suya sola no se ha reducido á preceptos, porque, con ser una mesma gente toda, tiene diversas lenguas, porque no todos residen en una misma tierra.»

Tan interesante es este párrafo como el anterior y contiene datos lingüístico-étnicos de no menos importancia. Aquí se vé que las naciones que hablaban ó entendían la lengua Tonocoté se extendían desde San Miguel hasta el Bermejo ocupando el lugar en que merodean las naciones á que nosotros damos el nombre de Mataco Mataguayas. La lengua y nación Tonocoté podrá ser lo que se quiera, pero está claro que el Padre Bárzana distinguía perfectamente entre las tres lenguas, la Cacana, la Tonocoté y la Lule.

Por otra parte, se ve que el Misionero identificaba los Lules con esos Alárabes á que se refiere el historiador Fernández de Oviedo al hacer la relación de la entrada de Almagro á la provincia de Chicoana, ó sea valle de Salta. Estos Lules entendían el Tonocoté, pero sus lenguas eran muchas y diversas, y los españoles de la Conquista podrán citar al Padre Bárzana en descargo de su com-

plicidad en el hecho de dejar á « Ind
dilema para los pobres Tonocotés
nos de Lules y la extinción ó ab
En todos los historiadores v
amenaza para pueblos come
eran de Indios Chichas, según
t. II). Así que estos Lules deben
oriundas de los Chacos, todas ellas más
(i. e. Toba Mocoví, Lengua, etc.).

Techo, en su libro II, y capítulo 16 (año 16
los Diaguitas hablaban lengua Cacana; y que Gasp
que llevar intérpretes de la casa de Juan Abreu, hijo de
bernador Abreu, para catequizar á los Indios de aquellos

De esta y tantas otras citas que podrían traerse á colación se duce que si el Lule de Machoni era el Lule de Techo, mal podía ser el Tonocoté, puesto que sabemos que este Lule y el Tonocoté eran distintos idiomas.

Parece probable que las naciones Diaguitas, ó sus antecesoras en el país, hayan levantado esas vastas construcciones de defensa con que están erizadas las cumbres y faldas, para defenderse contra estas mismas tribus Lules y sus congéneres: gente sin domicilio fijo, que sólo buscaba la destrucción de razas con más civilización que ellos.

Y prosigue el Padre Bárzana:

« La tercera lengua, que es la *Sanavirona*, ninguno de nosotros la entiende, ni es menester, porque los *Sanavirones* é *Indamas* son poca gente y tan hábil, que todos han aprendido la lengua del *Cuzco*, como todos los indios que sirven á *Santiago* y á *San Miguel*, Córdoba y *Salta* y la mayor parte de los indios de *Esteco*, y por medio de esta lengua, que todos aprendimos, casi todos, antes de venir á esta tierra, se ha hecho todo el fruto en bautismos, confesiones, sermones de doctrina cristiana que se ha hecho y hace en todas las ciudades de esta provincia; pero para enseñanza del distrito de los indios de Córdoba, que son muchos millares, no hemos sabido hasta agora y con que lengua podrán ser ayudados, porque son tantas las que hablan, porque á media legua se halla nueva lengua. No ha dejado la compañía tampoco esta gente, porque con intérpretes suficientes ha bautizado más de cuatro mil dellos, pero menos de ciento y veinte catacúmenos. Era menester más de ocho

bemos acordarnos también que los Padres se ocupaban en evangelizar á los gentiles, y las cuestiones lingüísticas y étnicas carecían de toda importancia para ellos; razón por la que observamos cierta falta de exactitud en los valiosos datos que nos conservan.

De la lengua Tonocoté ya se ha probado en otro lugar que era uno de los dialectos del grupo Mataco-Mataguayo; y es de maravillarse que de una lengua tan importante, y hablada aún hoy por tantos miles de Indios, no nos hayan dejado ni arte, ni Vocabulario, ni Manuales de doctrina, etc., los Misioneros de la Compañía. El mismo Hervás se contenta con nombrarlos. Este vacío muy en breve quedará llenado con un trabajo que se prepara sobre varios de los dialectos de este grupo.

Esta noticia adelantaremos: no consta que la terminación *gasta* diga «pueblo» en ninguno de los dialectos que se consideran Tonocotés. La verdad es que corresponde á la región Diaguita ó Cacana más bien que á la Tonocoté. La inmigración de tribus Tonocotés á la región Cacana pudo dar origen á esta etimología de la palabra; pero la verdad es que nunca se ha pretendido que los Diaguitas hayan hablado Tonocoté, y sin embargo en país de ellos es donde más abundan los lugares cuyos nombres acaban en *gasta*.

De todo lo que precede resulta, pues, que en lo que es hoy Catamarca se hablaban dos lenguas: la Quichua y la Cacana.

A la Quichua aún hoy la gente del país la llaman « lengua del Cuzco », y á los que la hablan « Cuzqueros », lo que importa decir que es lengua introducida.

Hace algunos años que me dí en Buenos Aires con unos indios Chichas, de esos que suelen llamar Collas y Yungueños, y se me ocurrió preguntarles cómo se decía «oreja» y «¿Qué le ha hecho?» en el Cuzco de su tierra. Me contestaron que *Nigri* é *Inata inapun* ó *ruapun*, precisamente cómo en Catamarca, Rioja, Santiago, etc. Es de advertir que en el Cuzco legítimo serían respectivamente *Rincri* é *Imata rurapun*.

Posteriormente, he visto lo que dice el Licenciado Juan Matienzo en su Itinerario, publicado en las *Relaciones Geográficas del Perú*, tomo II, en que después de citar muchos pueblos de Indios Chichas en particular, al llegar á la ciudad de Santiago del Estero hace esta observación general:

«Entre cada una destas jornadas que se han contado hay pueblos de indios chichas y de otras naciones, y tamberías del Inga,

de que no se ha hecho mención, todas con agua, yerba y leña, y casas y paredones descubiertos; porque todas las jornadas del Inga son de 3 leguas, y las que más de 4; y en los tambos que no se ha dicho que hay indios, apaciguada la tierra, podrian salir los indios comarcanos á servir, como se hace en el Perú, y lo hacían ellos mismos en tiempo del Inga; porque están sus pueblos cercanos del camino á 2 y á 3 y á 6 leguas, el que más lejos » (pág. XLIV y XLV).

Esos «*paredones descubiertos*» que tanto abundan en estos valles aún los puede ver el que viaje de Santa María á las Capillitas por la falda del Anconquija y más al Sud en todas las faldas del Ambato, muy particularmente en el punto llamado «Ciudarcita», entre Pisapanaco y Saujil.

De lo expuesto se deduce que entre las tribus Cacanas se habían internado «pueblos de Indios Chichas». Quichuzantes de los que se había propagado esta lengua entre los de las naciones circunvencinas, Cacanas, Lules, etc. Los Misioneros influirían no poco para que esta lengua se generalizase, y con tanto éxito, que en este siglo sólo se encuentran rastros del idioma Cacán, antes el general de estos valles.

Del Quichua Catamarcano y Santiagueño no es necesario decir mayor cosa; baste esto, se diferencia del Peruano menos que el Castellano del Portugués. ni es de extrañarse, porque como lengua introducida, nacía directamente de la lengua cortesana. Lo admirable es que después de tres siglos y medio de abandono se haya conservado con tanta pureza. Verdad es que hasta mediados de este siglo los Curas aún confesaban en «la lengua» y el comercio con el alto Perú conservaba la tradición del Cuzco más puro.

No es imposible que en forma de apéndice ó en folleto por separado se dé á conocer algo de lo que era el Cuzco de Catamarca en su mecanismo gramatical y vocabulario; mas en cuanto á éste el mismo Tesoro se hace cargo de demostrar lo íntimamente ligado que estaba nuestro Cuzco con el clásico de la capital de los Incas.

La relación que hace Garcilaso de la Vega del modo cómo se introdujo la influencia Quichuizante en el Tucumán, podrá ó no ser exacta en cuanto á los hechos y su cronología (Ver : *Com. Real*, lib. V, cap. 25), pero ésta no excluiría la hipótesis de que el Inca pudo valerse de los Chichas como el elemento civilizador del Tucumán.

Montesinos nada dice acerca de la fábula de Garcilaso, mas lo

que aquel autor cuenta acerca de las relaciones de Huira Cocha Inca (Tupac Yupanqui), el Nono Pachacutí, debe interpretarse como que se refiere á un hecho análogo. Ese « camino real desde los Charcas hasta Chile, por los Chiriguanos », no es otro que el famoso camino del Inca que pasando por Chicuana y el portillo de San Francisco llegaba á Copiapó. Este es el mismo camino que anduvieron Almagro y los demás conquistadores del Sud. (Ver Montesinos, *Memorias*, pág. 134 y 135).

CAPÍTULO V

LA LENGUA CACANA

De la lengua Quichua nos sobran noticias y lo que es más aún tenemos la lengua misma entre nosotros; pero del idioma Cacán ¿ qué diremos ?

Los Padres Misioneros cuando nos dan el arte y vocabulario de una lengua son magníficos. Ellos lo que pretendían era posesionarse del idioma hablado, de suerte que con él pudiesen doctrinar las indiadas reducidas. Puntos de lingüística abstracta rara vez ó nunca los tocaban, y de sus generalizaciones, sin ejemplos concretos, poco ó nada puede sacarse en limpio. Con Hervás puede decirse que empieza la era filológica, pero desgraciadamente ya en su tiempo habían perecido muchas de las lenguas catalogadas, y entre las demás la Cacana.

El Padre Machoni es responsable de la especie que su Lule era el Lule y Tonocoté del Padre Techo y demás Misioneros de la Conquista. El Lule se confunde por algunos con el Cacán y el Padre Lozano nos dice que *ao* es «pueblo» en Cacán, y *gasta* en Tonocoté. Ni una ni otra terminación se halla en el Lule de Machoni, ni tampoco en los idiomas del grupo Mataco-Mataguayo, que, según yo creo, son codialectos del Tonocoté histórico. Tampoco son terminaciones de nombres de lugar en la región servida por las encomiendas de indios Tonocotés, y sí muy frecuentes en toda la región en que se hablaba el Cacán y Quichua; es lógico, pues, deducir que tanto *gasta* como *ao* sean terminaciones que digan «pueblo» en diferentes dialectos del mismo Cacán.

Acerca de lo que era la lengua Cacana sabemos esto que nos cuenta el Padre Lozano en su historia de la compañía. Está haciendo la descripción del Valle de Calchaquí y entre otras cosas cuenta que « todos hablaban un mismo idioma Kaká, extrañamente difícil, por ser muy gutural, que apenas le percibe quien no le mamó con la leche, aunque los Diaguitas y Yacampís le usaban más corrupto, pero igualmente imperceptible» (t. I, p. 423).

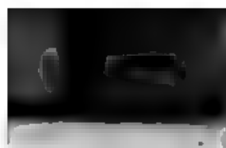
Los Misioneros, hasta aprender la lengua, tenían que valerse de intérpretes, lo que demuestra lo distante que este idioma estaba de ser dialecto del Cuzco, lengua en que todos ellos eran *ladinos*, al decir del mismo Padre Bárzana, como que la aprendían en Europa antes de pasar á la América.

A nosotros sólo nos quedan los nombres de lugar y apellidos de indios, que por cierto se escriben y se pronuncian como la cosa más sencilla; pero asi también en el Vocabulario Toba dicho, del Padre Bárzana, la voz que dice «agua» se escribe *Netath*, y sin embargo me consta por experiencia propia que los sonidos encerrados en el tema *netagrgát* no son sino remótamente parecidos á los que producía el torbellino en la garganta del indio que lo usó, y respondería yo que vuelto á decirse por uno de nosotros no expresaría nada en oídos de un Toba.

¿Cómo dirían los Cacanes: Anconquija, que tan sencilla nos parece? Techo lo escribe *Anconquica* y también *Ioncavil* por *Yocavil*. Ahí está ese *Xilpanga*, que sólo un inglés, un Aleman ó un Catalán podrían pronunciar y este sólo escribirlo como se pronuncia; pero en boca de un Cacán pudo encerrar más de un misterio de guturación y de nasalización.

Las lenguas conocidas de fonología más complicada, por ser tan guturales y nasales, son las del Chaco, y por lo tanto yo me inclino á creer que el Cacán sea un dialecto de este gran grupo, pero con vinculaciones en otras direcciones.

Para establecer el primer fundamento de la identificación de la lengua Cacá necesitamos conocer los pronombres y la voz que diga «agua»; aquellos los ignoramos por completo, de ésta sólo podemos asegurar que la sospechamos. Con lo que si contamos es con algunas palabras sueltas, con muchos nombres de lugar y con apellidos de indios compulsados de los Empadronamientos y aún frecuentes en toda la región Cacana.



CAPÍTULO VI

VOCES CACANAS: PALABRAS SUELTAS DE ORIGEN MÁS Ó MENOS CONOCIDO

Los vocablos á que puede atribuirse el nombre de Cacanos no son tan pocos, pero hay que dividirlos en dos categorías. De los unos consta por la documentación que son Cacanos y su valor léxico es conocido; de los otros se deduce que lo son por una ó más razones que á su tiempo se expresarán.

Ao

Entre las voces de origen indudable tiene siempre que primar la terminación *ao*, que Lozano en su historia del Tucumán y Rio de la Plata dice que significa pueblo. Él, empero, no nos dice que en la región Calchaquí tan se usa *ao* como *aa* ó *á*. Así encontramos Animanao ó Animaná (Valle de Calchaquí, entre San Carlos y Cafayate), Fiambalao ó Fiambalá (al norte de Tinogasta) y Andalgalá (asiento de los Andalgalas, hoy el Fuerte).

Aquí se advierte esa confusión de *a* con *o* que hallamos también en el Chaco.

Lozano suele escribir *ao* también así *ahaho*, y es raro que en Mocovi $\overset{ta}{aa}$ plural $\overset{ta}{aaté}$ sea estancia. El signo *ta* indica tartamudeo con lengua pegada á la parte inferior de la boca: sean cuales fueren las analogías que puedan descubrirse, esta voz ó terminacion *ao* es Cacana.

Nota. — En el Allentiac *tactao* es patria, que es sinónimo de *teta*. La terminación *ao*, es común en toda la región Cuyo-Araucánica. Puede suceder que *tactao* sea voz introducida en el Allentiac.

Gasta

Otra terminación que según Lozano es Tonocoté, pero que aún no se ha descubierto en los vocabularios del grupo Mataco-Mataguayo, ni menos en el Lule-Tonocoté de Machoni. Es muy gene-

ral en el riñón del país de los Diaguitas y en todas partes donde sabemos que se hablaba la lengua Cacana. Según la fonología de los idiomas tipo Mocoví nada de extraño tendría que *gasta* fuese una corruptela de igual origen que *ao*. (Véase mi *Arte Mocoví*).

Caylle

Nombre de unos ídolos á que se refiere Lozano en su historia de la Compañía. Las imágenes de estos ídolos «labradas en láminas de cobre, las traían consigo y eran las joyas de su mayor aprecio etc.» (tomo I, página 425). De estas láminas desenterradas en la región Cacana, existen muchas, y por lo general llevan serpientes, dragones y otros monstruos por el estilo. Una tengo con orla de *suris* y otra con un trono y rodeado con lagartijas ó *umucutis*. Muy bien puede suceder que esta voz tenga algo en común con la otra *Cayman*.

Los hechos constatados son que las tales láminas, ó sus blasones, se llaman *Caylles*, y que las figuras por lo general son serpientes de dos cabezas, algunas de ellas pareadas como gemelas, y con mascarones intercalados como adornos. En el Museo de La Plata se pueden ver varios ejemplares de mérito.

Cocavi

(Lozano, *Historia del Rio de la Plata.*, t. V, pág. 125).

Cocavi—bastimento—es lo que el Curaca de Encamana prometió al Padre Eugenio de Sancho (1658) y á su compañero el P. Juan de Leon cuanto los expulsaron del valle de Yocavil. En mi casa están los descendientes de ese Cacique. Oca secada al sol sin remojar, en Quichua llámase *Cahui* ó *Kaui* en González Holguin. Parece, pues, que en la forma *Cocavi* tenemos la variante Cacana. No creo que en Santa María pudiesen tener Ocas, que es la Yuca ó Mandioca, plantas de país cálido. El *Cocavi* debió ser rosetas de maíz hechas harina para tomar en forma de *tulpo*, es decir desleida en agua y endulzada con harina de algarroba. Está claro que el prefijo *Co* determina la clase de *Caui*, y con el tiempo podrá suministrarnos una raíz importante del idioma.

Titaquin

(Lozano, ibid. t. V, pág. 82)

Título con que indios de Calchaquí saludaron al embaucador Pedro Chamijo, alias Bohorquez, alias Huallpa Inca. Dice Lozano que la voz significa, Su Señor y Rey.

La raíz *Aquin* se encuentra en varios temas como en *Aquinao* (Pueblo del Señor) cerca de Quilmes; *Aquingasta* (Pueblo del Señor) nombre de parcialidad aliada con Bohorquez; *Aquincháy* (el del que hace de señor) apellido de indio Quilme. Todo esto prueba la exactitud del dato precioso que nos conserva Lozano, porque se ve que la raíz *Aquin* estaba en uso general en la región Cacana, sobre todo en la parte inmediata á Calchaquí.

Kaki ó *Aki* es la voz que en Balbi corresponde á *padre* en Aymará; según Bertonio debería ser *Auqui*, que en Quichua es Señor. *Auquis* es voz que aún usamos todos los días de Andalgalá, etc., cuando queremos decir que una persona es arbitraria y hace las cosas de puro antojo—de *auquis* (diz que es Señor).

De la interequivalencia de las terminaciones *ao* y *gasta* no podía darse mejor ejemplo que este de *Aquin-gasta* y *Aquin-ao*: en la misma región se combinan las dos con la misma raíz *Aquin*. No consta que los Tonocotés hubiesen entrado al Valle para ayudarlo á Bohorquez.

Enjamisajo

Nombre del alto que separa la cuenca de Singuil de la Catamarca. (Papeles viejos de la familia González).

Esta palabra fué hallada el año 1888 y es de la mayor importancia. Según la escritura que la contiene quiere decir en lengua de los naturales *Cabeza Mala*; y como en ese valle sólo sabemos que se hablara la lengua de Cuzco y la Cacana, no siendo, como no lo es, Quichua, forzosamente resulta Cacana.

El tema, como está, encierra varios problemas:

1° Si lleva ó no afijo pronominal;

2° Si el adjetivo precede ó no;

3° Si éste dice malo ó no bueno;

4º Cómo deben distribuirse los sonidos entre las correspondientes raíces.

1º Origen de la N.

Ignoramos por completo cuáles sean los pronombres y partículas pronominales del Cacán; pero sabemos que esta lengua era reputada como difícil entre los Padres de la Compañía, dificultad que sólo podía existir para ellos por el lado de la guturación ó nasalización. Puede asegurarse, pues, que este *Enja* encierra un sonido de esos *guturo-nasales.*

2º Colocación del adjetivo

¿ Por qué es que en estos lugares se contraría la regla del Cuzco, que el adjetivo precede? La contestación se impone. El idioma local adoptó el Quichua y lo ajustó á su propia sintaxis. Con ésto por fundamento se propone la hipótesis de que la voz *Enjamisajo* diga *cabeza* en su principio y *mala* en su fin. El contacto con el castellano no afectó al Quichua del Cuzco por otros lados, es racional, pues, suponer que el trastorno sea precolombiano y debido á influencias Cacanas. Quien dijo *Cabra-Corral* (Corral de la Cabra), pudo decir también *Mayu-puca* (Rio Colorado) y *Enjamisajo* (cabeza mala) en este orden.

3º Si el adjetivo incluye ó no una negación

¿ Se dijo «*bueno*» ó «*no malo*»? Este es el problema. Nada se puede asegurar al respecto; mas en el terreno de la hipótesis hay mucho que es verosímil.

Is ó *His*, es lindo ó bueno, en Mataco; *eci* ó *ecei* en Lule.

El subfijo *co* es negativo en Lule; y *sa, ca* ó *sca* son prefijos de igual valor en el Mataco, Mocoví, Toba, etc.; nada de extraño ni rebuscado tendría que interinamente propongamos la interpretación *no bueno*, del complemento *isajo*. En seguida se da un curioso ejemplo de la degeneración Chaquense de la guturación K ó C:

Voz *Dedos*

Nocten	Vejoso	Mataco (REMEDI)	Mataco (PELLESCHI)
Cús	*Jug*	*Juj*	*Huéss.*

4ª Análisis del tema total

Fundándome en las anteriores hipótesis distribuyo así:

Enjam	Cabeza
Is	Linda ó buena.
Aco	No.

Resúmen

Lo único cierto y seguro es que *Enjamisajo*, como vocablo, nada le debe ni al Araucano, ni al Quichua; tampoco es Allentiac, ni Patagón.

¿ *Cúme lonco* (Arauc.) y *Mana alli uma* (Quich.), en qué se parecen á *Enjamisajo*?

Una cosa, pues, se deduce con toda claridad, que el Cacán no era Quichua. Todo lo demás como se ve, es problemático; las pistas que aquí se dan, empero, de algo pueden servir para más tarde.

En la región Cacana encontramos unos Caciques que se llaman Camisa ó Camisay (esta la forma patronímica), y lo eran de la nación Encamana, expatriada á Choya de Andalgalá, adonde hoy existe bajo el nombre de Ingamana. De los Camisays varios viven en mi casa de Pilciao.

Es lo más racional suponer que estos Caciques hayan obtenido su apelativo por «buenas cabezas». Encamana estaba situado cerca de la Punta de Balasto, donde el cerro aquel hace una punta como cabeza.

Todos estos eslabones pueden adquirir importancia andando el tiempo.

Nota.—Despues de escrito lo de arriba he hallado lo siguiente en el Vejoso, dialecto Mataco-Mataguayo, y desde luego Tonocoté:

Is, *bueno*;	Iscia, *muy bueno*.
Isajia, *no bueno*;	i. e. *malo*.

Compárese esto con la voz *Enjam'isajo*, dada la ecuación $a=o$, imposible en Quichua, pero muy verosímil y probada en otros idiomas. En Mocoví *Caih* es cabeza.

Tutu, Tuy, Tucu.

Estas tres voces *Tutu*, fuego, *Tuy* ¡ Ay, quemo ! ó ¡ Qué calor!, y *Tucu*, un coleóptero con linternas en la cabeza, son muy de la región Cacana, y parece que se formasen de una raíz: *Tu*. Ninguna de las tres puede atribuirse á la lengua del Cuzco, ni tampoco á la de los Araucanos, desde luego parece que corresponden al Cacán. Los tres vocablos son de uso cotidiano.

Chuy

Exclamación del que siente frío, tan común como el *Tuy*, cuando hace calor ó se quema el individuo.

Nombres de árboles en QUI

Xinqui y *Churqui*, aromos, *Atamixqui*, que algunos quieren que se derive de *misqui* dulce ó miel en Quichua.

Nombres de reptiles

Ampalaba ó *Ampalagua*, el boa de estas llanos, que se engulle conejos, biscachas y otras «aves» pequeñas de estas; *Caraguay*, lagarto verde y café; *Hualu*, la tortuga, llamada también, *Rumiampatu*, sapo de piedra.

Nombres de animales

Huilla, liebre; *Talca*, huanaco, etc. Hay quien quiera que esta voz sea corruptela de *Taruca*, ciervo, ó venado; pero es el caso que en el país también se usa esta voz; para no ir más lejos, en el tema *Tarucapampa*, nombre de lugar.

La terminación VIL

Muchos son los lugares cuyos nombres acaban en *vil* v. g.: *Pisavil*, *Billavil*, etc., *Niquivil*, mentado en el temblor de San Juan, y muchos más eran cuando entraron los Españoles. En la Merced

de Allega, al Sud de Capayán había dos puntos, en 1822, llamados Sachavil (*vil* del arbol cualquiera, no algarrobo), Piscavil (5 *vil*) cerca de Pichinga, nombre de lugar que con *Aminga*, etc., reproduce el *inga* ó *enca* de Ingamana ó Encamana. Por lo que se ve la terminación *vil* podía arrimarse á raíces Quichuas, pero de ninguna manera puede atribuirse á esta lengua, que rehuye la *l* final.

En temas como *Pisavil*, *Saujil* (por *Safil*, *Sahuil*, *Savil*) etc., tenemos la raíz y terminación del Cacán.

La *l* final es partícula de pluralidad en el Mataco, Mocoví, etc., y parcece que el *bi* puede ser un afijo de lugar en Aymará. Con estos datos acaso más tarde se descubra algo más.

En el manuscrito del Padre Tavolini sobre la lengua Mocoví (Biblioteca Mitre) se encuentra la palabra *Calchivil* en el margen como sinónimo de San Pedro, el lugar donde él residía en la provincia de Santa-Fé, región de los Calchines.

Ango vel *Anco*

Esta terminación de nombre de lugar es muy interesante, porque muy bién puede encerrar la raíz *co*, agua. Sabido es que la terminación *yaco*, aguada, es una de las más generales y se aplica aún á voces castellanas, como en esta combinación: *Palomayaco*. De suponer era, pues, que el uso de alguna terminación equivalente debería ser igualmente común en Cacán.

En Quichua sabemos que:

Yaco vel Yacu	es	*agua*
Cocha	»	*mar laguna.*
Occo	»	*mojarse.*

De suerte que advertimos esa raíz *co* que en Araucano y en muchas partes del Brasil, etc, dice *agua* (Ver: Martius, *Glossarios* (passim).

En el mapa del Tucumán, por Correa, encontramos los siguientes nombres de lugar que acaban en *co*:

Tucumán

Notco (Rio de Vipos, departamento de Trancas).
Raco (Rio de Tapia, departamento de la Capital).

Pilco (Simoca, departamento de Monteros).
Iltico (Concepcion, departamento de Chicligasta).

Catamarca

Achalco (departamento de Alto).
Quico (un cerro, departamento de Paclin).
Polco (departamento de Piedra Blanca ó Valle de Catamarca).

San Juan

Angaco.
Tucunuco.

No hay que confundir *Coco*, que es nombre de un árbol, y varios otros como *Taco*, *Tiorco*, etc., que son voces del Quichua. *Yucuco* que se encuentra en Tucumán, Salta y Catamarco puede ó no ser Quichua. Si es Cacán sería otro ejemplo al caso.

El mejor de todos los ejemplos empero, es el tema *Esteco*, que era el nombre del río que se llama del Juramento, y más abajo el Salado. No hay otro río que lo iguale en caudal de agua en el sistema montañoso de Salta, Tucumán y Catamarca, y natural es suponer que su nombre, como en los casos del Paraná, Paraguay, etc., contenga una raíz que diga agua. La combinación *Est* se encuentra en el apellido Belicha de Simoca *Estoan*, y la otra *Es* en nombres como *Escaba*, *Escoipe*, etc., de la misma región.

Con estos antecedentes y la identidad de las formas *ango* y *anco* es racional suponer que la desinencia *co* se refiera á una aguada ó manantial ubicado en una falda, *An*.

Nos queda aún una prueba más, la voz *panaco*, vulva, en uso vulgar aún hoy. Forma parte de los nombres de lugar *Pi-panaco* y *Pisa-panaco*. (Véase adelante).

Hoy que sabemos que *Caha* es agua, en Allentiac, y *Guag* en Vejoso, dialecto del Mataco, se hace aún más probable que *Co* haya sido la voz que decía, agua, en Cacán.

Panaco

Voz que usan los chicos y el pueblo bajo para nombrar la vulva de la mujer de un modo grosero, y que en Quichua sería *Racca*.

La transferencia de idea del vaso continente á lo contenido y viceversa es bien conocido en la lingüística.

Jasi

La tosca llámase así en toda la región Cacana. En el Chaco *Kja* es, cerro y peña; en Quichua *Kaka* es peña. La terminación *si* para ser (diz que es) debió llevar *s* únicamente; así que el tema debe considerarse más bien como del idioma Cacán, y nos conduce á una raíz *Ka, Ja* ó *Sa*, peña.

Patay

Pan de *garroba* ó de algarroba, como se dice ahora. Es curioso que no se haya conservado el nombre de este árbol en Cacán, porque *Tacu* es Quichua. Si se admite la congetura *Patay*, diría lo de Pata y en este caso muy posible es que *Pata* sea el nombre del árbol algarrobo, ó su fruta, la algarroba.

Y

Esta terminación es muy curiosa, y como hipótesis se le atribuye el valor de un pronombre de tercera persona. Es de frecuente uso en los patronímicos en *ay* que tanto abundan en los empadronamientos y entre nuestros indios. ¿Quién no conoce á algún Camisay, Sinchicay, Huasquinchay, Hualinchay, Hualcumay, etc., etc.?

Este afijo que en tantas lenguas equivale á nuestro *de*, de derivación, parece que igual servicio presta en esta lengua, y de ello resulta que muchos romances con *de* truecan el *de* en *y*, así: Casa y piedra; ojo y agua, etc.

Tan puede ser este *y* una reminiscencia del Cacán, como esta otra lo es del Quichua: *vida-y*, mi vida; *vidita-y*, mi vidita.

CAPÍTULO VII

NOMBRES APELATIVOS

Por suerte temas de esta clase abundan en los empadronamientos y entre los indios que aún existen *in situ*. Algunos son puro Cacán, otros híbridos: por ejemplo: *Sinchicay* y *Huanchicay*, que respectivamente dicen: El del que es fuerte ó valiente, y El del que mata, que son Cacanes en su forma ó terminación, pero Quichuas en su raíz. *Añacay*, *Anitay*, no se interpretan por la lengua del Cuzco.

Con Y final

Como se verá en los empadronamientos hay una infinidad de patronímicos en *ay*, cuya analogía con el apellido famoso *Ollantay* no se puede desconocer; pero desde que los mejores Quichuistas están en desacuerdo en cuanto á la etimología de este tema nos es lícito opinar que no sea voz Quichua, sino más bien de uno de esos idiomas que cedieron su lugar á la lengua del Cuzco.

Entre unos 10 ó 12 nombres de Caciques tobas citados por el Indio López figuran 3 que acaban en *ay*:

Sogncay ó *Soroncáy*
Ladincay.
Canangráy.

En estas lenguas la *y* es también índice de tercera persona. En Quichua, como subfijo, es demostrativo, como en *Cay*, *Chay*, *Pay*: este, aquel, él.

Con L *final*

Otra terminación muy curiosa es la de L, v. g.:

Ayuchil	*Yausil*	*Guayanchil*
Apujil	*Ytaquil*	*Ympaxil*

Guanchil	*Machapal*	*Tantil*
Ychauil	*Pabil*	*Uancasil*
Yllcapil	*Pituil*	*Yampaxil*
Ympasil	*Apil*	*Zanquil*
Yncasil	*Chancol*	*Chalimil* por *Chalemin* en mis papeles.
Matapal	*Guachil*	
Yamsil	*Guayaquil*	

Apujil y *Pituil* son nombres que aún se oyen, de suerte que conocemos su prosodia á punto fijo: la voz se carga en el *il* final.

Esta terminación en *l* ó *il* se parece á los plurales del Chaco tipo Mataco, Toba-Mocoví, etc., y de ninguna manera puede reputarse Quíchua.

Terminacion AGUA

Varios son los apellidos que así acaban, v. g.: *Naycagua*, *Pasagua* etc., ambos, á lo que se ve, temas de Cacán puro, como que no contienen raíces ni Araucanas ni Quichuas. Compárense los nombres geográficos *Anconcagua*, *Rancagua*, *Famatinaguayo*.

Chascagua y *Chascaguay*, son un bonito ejemplo de cómo el apellido puede hacerse patronímico. Lo propio sucede con *Camisa* y *Camisay*.

Apellido ABALLAY

Este es uno de los más generales en toda la región. Los últimos Caciques de Andagalá se apellidaban así, y aún abundan indios de ese nombre por aquí y en todos estos valles. Es de notarse que *Aba* no es más que otro modo de decir, oir y escribir *agua*, *ahua* ó *aua*.

Los empadronamientos de indios en Buenos Aires son una mina que aún está por explotarse, y de su estudio resultarán muchos descubrimientos. Los pocos que se han compulsado habían quedado rezagados en el archivo de Catamarca. Aún de estos hay partido que sacar, pero lo primero que resalta es que se trata de algo que no es ni Quichua, ni Araucano, si bien algunos de los temas se aproximan y piden raíces á una y otra lengua.

CAPITULO VIII

NOMBRES DE LUGAR

Los hay curiosísimos, algunos de ellos que han dado lugar á etimologías de lo más enredado. Yo mismo he pecado por este lado mientras buscaba un abolengo quichua para estos temas. Los 10 años de espera me han valido de algo y hoy nombres como *Anconquija* se relegan al limbo de voces Cacanas, limitándome á compararlos con otros nombres tales como *Andes*, *Conando*, *Coneta*, *Quico* y el *Ja* de *Jasi*, tosca. El *Ja* muy bien puede ser morro ó peñón y las demás raíces determinativas de aquella. Se ha discutido acerca de la verdadera ortografía de la palabra: unos quieren que sea *Aconquija*, otros *Anconquija*. Yo la escribo con *n*, porque así lo he oido nombrar desde que entré en el país. Para Techo es *Aconguinca* (lib. IV, cap. 6). Lozano escribe *Aconquija*. En una merced de los años 1618 y 1626 que se refiere al Campo del Pucará, está varias veces Anconquija, pero desconfío de las copias, porque son del año 1848. Es probable que se trate de una narigo-gutural muy fuerte como en *Enjamisajo*.

Sea cual fuere la ortografía no se puede dudar que la voz sea cacana; por lo menos está claro que no es quichua y basta esto. Desde luego es perder tiempo ponerse á interpretar sus sonidos por el padrón del Cuzco.

Nota.—En documentos del año 1769 se escribe *Anconquija*.

Andalgalá

Escrito también muchas veces *Andargalá*. Yo lo derivo del mismo origen que el nombre de persona *Tarcalla*, sin duda de *Tarca* ó *Talca*, huanaco, y el subfijo de respeto ó cariño *lla*. *An* es el prefijo usual en estos lugares, que se supone sea de altura.

Andalgalá es por *Antalcallao*, el pago de los Andalgalas.

Pilsiao ó Pilchao

Yo soy el autor de la ortografía Pilciao, cuando restauré á este pago su antiguo nombre. La propiedad fué adquirida bajo el nombre de Balde de la Carpintería ó de Don Fabián, que así se llamaba nuestro vendedor.

El tema es Cacán, pues no se interpreta ni por el Araucano, ni por el Quichua.

Chilpanga

(*Ch* = *x* catalana)

Otro tema Cacán. Lugar entre Machigasta y Tucumanao.

Animaná (Cafayate, Salta).
Aniyaco (Tinogasta, Catamarca).
Anichian
Anisacate (Córdoba).

Estos temas dejan en limpio una raíz *Ani* que se supone sea Cacana.

Pisavil, Pisapanaco, Ampisa, Pipanaco, etc.

Nombres todos estos de la región Catamarcano-Cacana, cuyas raíces en vano buscaremos en los idiomas tantas veces citados.

Famatina (aguayo). (Famatina).
Famabalasto (Santa María).
Famayá (cerca de Monteros).
Famayfil (Belén).
Anfama (cerca de Tafí).

El origen Cacán de todos estos temas parece que está fuera de duda: de ellos se desprende una raíz común: *Fama, Bama* ó *Uama.*

Antoco (Copiapó)
Antofagasta (Antofagasta).
Antofaga (id.)
Conando (Hualfin).
Andulucas (Copacabana).

Estos temas como los anteriores, si bien suenan á Araucano deben atribuirse al Cacán y corresponden á la región Diaguita ó Calchaquí.

RESÚMEN

No es necesario aumentar más temas. El «Tesoro» está lleno de ellos y allí se hace notar la procedencia.

Las voces que son de origen quichua tienen una etimología tan transparente que en los más de los casos con sólo verlas se descubre; v. gr.:

Yuturuntuna, hueveadero de la perdiz.
Chuchocaruana, lugar que sirve para hacer chuchoca.
Huairallocsina, salidero del viento.
Allpamicuna, tierra comestible (lamedero)
Huillacatina, carrera de las liebres.
Etc., etc., etc.

Desde el momento, pues, en que nos vemos obligados á cambiar letras y violentar el significado de las raíces podemos estar seguros que nos las habemos con algo de Cacán.

Se me dirá que es mucho escribir para no resolver más que una negación; pero esto ya en sí es algo. Eliminemos los factores inútiles, y así iremos reduciendo el área de las dificultades.

Mucho se ha hecho con reducir al orden lo poco ó mucho que se ha podido averiguar de esta lengua perdida. No hace seis meses que el Allentiac era lengua tan perdida como el Cacán y más; mientras tanto hoy conocemos su gramática y contamos con un regular vocabulario y una preciosa serie de textos que nos dan á conocer la lengua en su parte léxica y morfológica.

ALTURA DE LA CIUDAD DE SAN JUAN

SOBRE EL NIVEL DE LA MAR (1)

Los que se han ocupado de describir nuestra Provincia y, por consiguiente, de dar á conocer las coordenadas geográficas correspondientes á la ciudad, no están de acuerdo en sus resultados; sin duda, ó por no disponer de los datos necesarios con toda exactitud, ó por haber hecho sus determinaciones directamente por medio de aneroides más ó menos precisos; y, creyendo ser útil á los que se ocupan de estadísticas descriptivas, de estudios topográficos, de reconocimientos de alta geodesia y de las interesantes cuestiones de la climatalogía médica, me voy á permitir determinar, por ahora, la altura del Colegio Nacional sobre el nivel del mar. Elijo este paraje, por ser el lugar en que se han hecho las observaciones meteorológicas que poseo, por espacio de varios años.

La fórmula de Laplace, que no es del caso determinar y por otra parte viene extensamente desarrollada en todos los tratados de geodesia y topografía y que nos dará la incógnita propuesta, es la siguiente :

$$z = 18336\left[1 + \frac{2\,(t' + t)}{1000}\right]\left[\left(1 + \frac{z}{R}\right)\log\frac{h'}{h} + \frac{2Mz}{R}\right]\left[1 + 0.00265\cos 2l\right]$$

z = altura buscada; t', temperatura media del aire; h', lectura media al barómetro, ambas de la estación inferior; t y h, los mismos

(1) Esta monografía ha sido remitida por la «Sección San Juan» de la Sociedad Científica Argentina, para su publicación.

valores correspondientes á la estacion superior; R, distancia de aquélla al centro del globo terrestre; M, módulo de los logaritmos neperianos; l, la latitud del lugar.

En el caso que las lecturas del barómetro no estuvieran reducidas á la temperatura cero, sería necesario agregar el término que da dichas correcciones y la fórmula reducida á su más sencilla expresión es:

$$z = \left[18336 \log \frac{h'}{h} - 1^{m}2843\,(T' - T)\right]\left[\left(1 + \frac{2\,(t' + t)}{1000}\right)\left(1 + 0.00265 \cos 2l + \frac{z + 15926}{R}\right)\right].$$

llamando T′ y T las lecturas del termómetro adjunto al barómetro en la estación inferior y superior.

Nosotros operaremos con la primera ecuación, por disponer de la presión y temperatura media anual de la ciudad de San Juan y del Paraná. He elegido esta última población por conocer de ella, además de los datos anteriores, la altura sobre el nivel de la mar con toda precisión.

Ahora bien, entrando en el segundo miembro de las expresiones anteriores la incógnita z, no se puede efectuar su determinación, sino por aproximaciones sucesivas. Por consiguiente, principiaremos despreciando las correcciones que provienen de las temperaturas, de la latitud y todos aquellos términos en que entra R, por ser ella relativamente grande con respecto á las otras cantidades: por tanto, llamando á este primer valor de la altura a se tendrá:

$$a = 18336 \log \frac{h'}{h}$$

En seguida se procede á determinar un segundo valor en el cual influyan las temperaturas, que representaremos por A; luego

$$A = a\left(1 + \frac{2\,(t' + t)}{1000}\right)$$

Entonces,

$$z = A\left[1 + 0.00265 \cos 2l + \frac{A + 15926}{R}\right]$$

Algunos ingenieros suelen agregar á esta última ecuación el término A $\frac{s}{3183099}$, en el cual s representa la altura de la estación inferior sobre el nivel del mar. En el caso de no ser conocido s, se puede tomar como valor aproximado

$$s = 18336 \log \frac{760}{h'}.$$

Luego la corrección, que es siempre positiva y de valor muy pequeño, puesto que da la disminución de la gravedad en la vertical debida á la altura s de la estación inferior, tendría por expresión

$$A\ 0.00576 \log \frac{760}{h'}.$$

En el caso nuestro, este valor no influye ni en los decímetros de la altura buscada ; de aquí, que no lo consideremos.

Siendo en milímetros 755.71, la presión anual media y 18°0 la temperatura anual media de la ciudad del Paraná, y siendo, según mis determinaciones, 706.72 y 18°8, los mismos valores para la ciudad de San Juan, se tendrá :

$$a = 18336 \log \frac{755.71}{706.72} = 523.7$$

y

$$A = a\left[1 + \frac{2\,(18° + 18°8)}{1000}\right] = 562.2.$$

Luego

$$z = 562.2\left[1 + 0.00265 \cos 64°4'20'' + \frac{16488.2}{6366198}\right] = 564.5.$$

Ahora, estando la ciudad del Paraná á 67^m7 sobre el nivel del mar, el Colegio Nacional de la ciudad de San Juan, se encontrará sobre el mismo nivel á

$$632^m2.$$

La plaza 25 de Mayo, debe hallarse como un metro más alta que el Colegio Nacional y los rieles de la estación del ferrocarril Gran Oeste Argentino como *cinco ó seis* metros.



De las provincias de Cuyo, San Juan es la más baja. La estación de Mendoza está 118 metros más elevada que la nuestra y la de San Luis 80 metros.

Según el Sr. E. Schade, el nivel de San Juan sobre el nivel del mar es de 850 metros. El Sr. R. Segundo Igarzabal, lo hace variar de 750 á 550 en todo el territorio y le da una media de 650 metros. El sabio Burmeister le asigna á la ciudad 1965 pies ingleses, que reducidos á 0m914383 por yarda, se tiene 598m91. Martin de Moussy, 704 metros y agrega que La Puntilla, paraje donde están las tomas de los canales de riego de los departamentos del Sud, se halla á 800 metros y que las Lagunas de Guanacache, á 600 metros, desnivel muy favorable para la irrigación. La *Geografía* del Dr. F. Latzina le da 660 metros. Los *Anales de la Oficina de Meteorología de Córdoba*, 662 metros. Los otros autores que tengo á la vista, no hacen sino copiar alguna de estas alturas.

Según los perfiles del ferrocarril Gran Oeste Argentino, la estación de San Juan está 32 metros más alta que la del Pocito; 42 que la de Cañada Honda y 45 que la del Retamito.

El terreno de la Provincia sigue bajando hasta el arroyo del Arbol Solo y de allí empieza de nuevo á subir, por cuyo motivo, como lo demuestro en mi libro la *Descripción Física y Estadística de San Juan*, que permanece aún inédito, el arroyo del Arbol Solo debe ser el límite Sud de nuestro territorio. Las líneas divisorias entre las naciones, los pueblos, ó son las cumbres más altas, ó los thalwegs en las planicies, esto cuando no se prefieren los meridianos y paralelos para tener líneas completamente rectas.

Villa Mercedes, cabeza del ferro carril Gran Oeste Argentino está 124m4 más bajo que nuestra estación.

Febrero 10 de 1895.

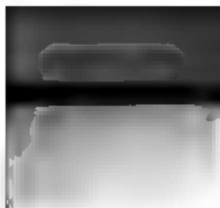
P. P. RAMIREZ.





LA EXTINCION DE LA PROVISION DE CARBON

Los cuerpos de personas científicas, como la Asociación Británica para el adelanto de la ciencia y varias publicaciones, han estado discutiendo por algún tiempo, el problema de la provisión de carbón de la tierra y su probable extinción. Se asegura con creciente inquietud por parte del público, que el fin de nuestra provisión de carbón se aproxima y que corremos el peligro de quedarnos sin combustible. Si con agitar la cuestión se minorara el enorme gasto actual de combustible del presente y esto nos trajese una justa economía en su uso, habríamos ganado con ello notablemente. El vasto consumo en los hornos de coke, la pérdida en hornallas imperfectas, en imperfectas máquinas y las calamitosas aplicaciones de la calefacción, son puntos bastantes para hacer que cualquiera persona que piense un poco se horrorize. Por ejemplo, una alta autoridad en la materia, nos ha dicho, que la pérdida en nuestras hornallas, parrillas, etc., es de 80 ó 90 por ciento, esto es, una tonelada de carbón debería durarnos nueve ó diez veces más de lo que ahora nos dura ó por lo menos producir esa cantidad más en trabajo. Una familia que gaste ahora diez toneladas de carbón para sus necesidades de calefacción durante el invierno, podría pasar perfectísimamente con una tonelada, si los aparatos para la calefacción fueran perfectos. Cualquiera que haya considerado, en un día tranquilo, la larga faja de humo que dejan al pasar los trenes ó las negras huellas que se extienden en millas de largo, detrás de los vapores en el Océano, puede comprender nuestro pródigo consumo del dón generoso de la naturaleza. Yo no creo, todavía, que haya razón para que se tema que corremos presurosos á una época en que la cuestión carbón, nos lleve á una nueva lucha



por la existencia, un penoso ejemplo del principio conocido: «supervivencia de los más ahorrativos».

Muchas estimaciones de la provisión de carbón y su probable momento de extinción, se ha dado. Estos cálculos están basados en datos muy imperfectos y que varían en gran manera, pero todos permiten que contemos con un plazo de uno ó dos siglos. Tomando estas estimaciones, como aproximadamente correctas, y admitiendo la proposición de que el gasto aumentará en la proporción rápida del pasado cuarto de siglo ¿no nos amenaza más peligro, que el comparativamente pequeño, de vernos forzados á comer nuestros alimentos crudos y pasar el invierno en los trópicos?

Los geólogos nos dicen que estos depósitos de carbón fueron hechos, en un tiempo en que la proporción de bióxido de carbono del aire, estaba en mucha mayor cantidad que la que ahora está. Estas masas de carbón representan el bióxido de carbono descompuesto y hecho así provechoso, por la vida de las plantas y luego almacenado. Lo extraemos y quemándolo lo volvemos á su forma originaria, devolviendo al aire el bióxido de carbono. Este procedimiento de descomposición y reoxidación, marcha á la par ahora, y Saussure ha supuesto una especie de equilibrio, entre las fuerzas que extraen el bióxido de carbono de la atmósfera, tales como el crecimiento de las plantas, el lavaje de la lluvia, etc., y las que lo devuelven como la respiración de los animales, la combustión de la materia orgánica, y la putrefacción. Que tal equilibrio existe no se puede poner en duda. Los cambios en la cantidad de bióxido de carbono de año á año serían tan pequeños, que á pesar de los exactísimos métodos de análisis de reciente adquisición no se podrían hallar pruebas para apoyar esta cuestión. A pesar de eso, es claro, que si la presente proporción de bióxido de carbono en la atmósfera depende de una especie de equilibrio entre la formación de bióxido de carbono por la combustión y su extracción por el crecimiento de las plantas para sólo mencionar lo más importante, esta balanza no puede conservarse, si aumentamos enormemente la combustión, destruyendo al mismo tiempo nuestras selvas y limitamos así el crecimiento de las plantas. La extracción de este perjudicial cuerpo del aire, por la formación de carbonatos terrosos, es demasiado lenta para afectar materialmente el resultado. Esto significa, pues, que la cantidad total de bióxido de carbono en el aire debe aumentar y por consiguiente su relación con respecto al

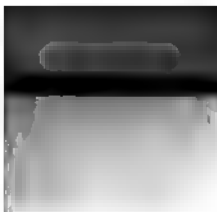
oxígeno también. Es bien sabido que esta relación no necesita sufrir un gran aumento para que la línea peligrosa se haya alcanzado.

Unos de los cálculos de la cantidad total de bióxido de carbono que en el aire existe al presente, ó ácido carbónico como comunmente es llamado, lo eleva á unos cuatro billones de toneladas. Ahora bien, tomando una de las estimaciones (la del señor Wister) del consumo de carbón para cien años, aproximadamente, 840.000.000.000 toneladas, encontramos que esto es equivalente á cerca de 3000 billones de toneladas de bióxido de carbono. Esto daría 30 billones de toneladas por año, ó siete y media veces la estimación presente de la cantidad total existente en el aire. Esta cantidad sumada con la expirada por la creciente población terrestre, hace manifestar que antes que hayan terminado los cien años nos encontraríamos en el serio peligro de asfixiarnos.

Aunque los cálculos estimativos ya mencionados hayan sido hechos pasando los justos límites, habiendo sido naturalmente dadas sólo como aproximaciones únicamente, uno no puede menos de pensar que, dos de los grandes problemas del futuro inmediato serán, inventar métodos más económicos para usar nuestro combustible y libertar el aire de las impurezas que indiferentemente echamos en él.

En cuanto á la cuestión de nuestra provisión de combustible, los grandes adelantos en el saber, y en el uso de la electricidad, dejan poca duda de que ésta suministrará, la luz, el calor, y la potencia motriz del futuro. No tenemos que estar confiados en la fuerza eteríficas de Heely ú otras semejantes. Cada torrente, cada caida de agua, el movimiento de las mareas, la quieta ola de los rios, los receptáculos para estancar el agua de las lluvias, todos serán llamados en requisitoria para engendrar en beneficio nuestro, esta fuerza tan bienhechora cuando ha sido domada. ¿Quién hubiera creído, hace pocos años, que habría de alcanzar tan pronto su presente posición, como potencia motriz é iluminante? Está ya usurpando el lugar del combustible al extraer los metales de sus gangas y apenas hemos entrado en la era de su aplicación á las manufacturas.

Si á pesar de todo necesitamos combustible, es necesario buscarlo desde ya y no parar mucho tiempo sin hallar invenciones que puedan suplir nuestras necesidades. No es concebible que continue-

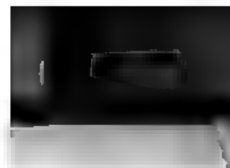


mos otros cien años con el inconveniente y poco económico uso del combustible en forma sólida, pues sería como si estuviéramos deseando volver á las antorchas y candiles de sebo de nuestros padres, como fuente de luz. El combustible gaseoso será la sola forma comercial en el próximo siglo, y cuanto más pronto lleguemos á esto tanto mejor será. Las ventajas del uso del gas para la calefacción y las necesidades industriales, han sido ya experimentadas por los que moran en la región de los gases naturales y hoy están temiendo perderlos.

El combustible gaseoso del futuro consistirá principalmente de hidrógeno y monóxido de carbono. Al primero podemos obtenerlo fácilmente descomponiendo el agua por medio de la electricidad y es sólo cuestión de costo lo que impide su presente uso. El segundo constituyente, monóxido de carbono, puede prepararse por medio del mismo agente, sacándolo del bióxido de carbono ó ácido carbónico, de que hemos estado hablando, y si el pedido lo justifica, los métodos de producción para ambas substancias serían sin duda perfeccionados y abaratados, de modo que llegasen á ser enteramente practicables.

No debemos olvidar que no hay destrucción de materia posible en la faz del globo y nuestro gasto de carbón significa solamente que lo transformamos dándole una forma no utilizable inmediatamente, y como recién lo hemos visto es posible recobrarlo, trayéndolo nuevamente al uso de esa manera. En esto no haríamos más que imitar á la naturaleza en un ciclo de cambios. El hombre muere, su cuerpo se pudre y sus materiales constituyentes entran á la circulación general una vez más y están listos para ser utilizados en la fabricación de un nuevo hombre. Los hombres queman la planta, otra planta viviente que crece recoge los materiales ya usados una vez y desparramados por sobre la superficie de la tierra. Nos han dicho que el monto total de esta energía derramada cada año sobre cada acre de la superficie de la tierra es como de 800000 caballos á vapor. Como dice Crookes ¡ cuánto despilfarro hay aquí ! Una cosecha floreciente que crezca sobre ese acre, utililiza únicamente como 3200 caballos á vapor y por consiguiente 786.800 caballos de vapor se han perdido.

Aunque sea una pequeña parte de éste recogido, concentrado, puesto en obra, transformado en electricidad ó almacenado para un día de lluvia, cuando las nieves se colocan entre nosotros y nuestra



fuente de energía, bastaría para todas las presentes necesidades del hombre.

Por supuesto, la llegada de una época en que la potencia del agua y el brillo del sol sean las fuentes de la fuerza, entonces la riqueza de estas fuentes produciendo variaciones, grandes cambios se efectuarían entre las naciones, y no deja de tener justos fundamentos el aviso dado por alguien á paises como Inglaterra que pueden esperar poco bajo estas nuevas condiciones de vida, para pagar sus deudas nacionales y librar á la posteridad de todas las cargas posibles.

La provisión, es pues, no tan mala como á primera vista parece y podemos pasar muy confortablemente mucho tiempo después que nuestra provisión de gas natural, petróleo y carbón se hayan extinguido. Aún se debe insistir sobre la economía y que estos grandes presentes de la naturaleza no sean mal gastados.

(Journal of the Elisha Mitchell sientific Society).



TRASLACIÓN DE EDIFICIOS

La traslación de edificios en lugar de su demolición y reconstrucción, es una operación corriente en la actualidad. En 1888 se efectuó la traslación de un hotel en Cowey Island, cerca de Nueva York. El Brighton Beach hotel, con una longitud de 140 metros y anchura de 15 metros, con tres pisos y las cubiertas, coronado por cinco pabellones, se hallaba amenazado por el mar, cuyas olas llegaban al mismo y se decidió trasladarlo más adentro.

Al efecto se pasó bajo el edificio una sólida plataforma de cinco centímetros, después de haberle levantado con cries.

Después se establecieron por debajo y prolongadas hacia el frente veinticuatro vías férreas apoyadas sobre fuertes traviesas; engancháronse, además, por medio de aparejos combinados, seis poderosas locomotoras de 36 toneladas y el edificio con su plataforma y su peso de 1000 toneladas fué retirado sin ningún tropiezo 150 metros más atrás de su primitivo emplazamiento.

Desde aquella época se han efectuado á menudo operaciones análogas. En Nueva-York se desplazó 12 metros al Norte y 27 al Oeste á petición de su propietario una casa de dos pisos de mampostería elevándola y haciéndola resbalar; se aprovechó además la operación para aumentar dos pisos, uno inferior y otro superior, elevando preliminarmente el edificio á la altura necesaria; con tal motivo se ha fundado en Nueva-York una compañía á fin de explotar este procedimiento.

La estación del ferrocarril de Frodsham entre Warrington y Chester, construida hace algunos años con ocasión en que el tráfico de pasajeros era bastante reducido, se hallaba muy cerca de las vías,

originándose á causa de esto algunos accidentes. En lugar de proceder á su demolición, se decidió retirarla á dos metros de las vías llevándose á cabo la operación con el mejor éxito.

Recientemente en Chicago los *house-movers* (así llaman á los que efectúan estas operaciones) han trasladado un gran edificio de 8100 toneladas de peso con una longitud de 20 metros, anchura de 23 y 15 de altura. Este hotel conocido con el nombre de *Normandy Apartement Building*, estorbaba la construcción del camino de hierro metropolitano; este edificio constaba de 108 habitaciones y su construcción había importado 240.000 francos. Mediante la suma de 65.000 francos, se ha elevado el inmueble á 1.07 metros sobre el suelo y se ha transportado á 61 metros de este á oeste, haciéndolo girar después en ángulo recto y por último transportándolo 45 metros al Norte. Doce crics han sido suficientes para esta operación mediante la cual se ha desplazado esa enorme masa de piedra y ladrillo con una velocidad de 0,10 metros próximamente por día.

Otras varias casas se han desplazado por el mismo sistema en el trayecto del ferrocarril metropolitano de *Chicago*.

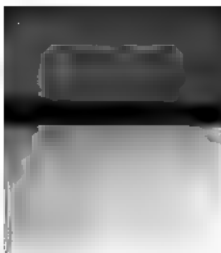
Una de ellas fué dividida en dos trozos los cuales se colocaron á cada lado de la vía.

En Francia se ha verificado también alguna operación de este género: en la construcción de la fábrica de alumbrado eléctrico emplazada junto al puente de la Europa en París, se ha desplazado también un pequeño edificio de madera y ladrillo que servía de comedor y dormitorio á los trabajadores.

La nueva carretera de Rouen á Croisset exigió la construcción de un gran tinglado en Rouen de 50 metros de largo por 30 de ancho, con peso de 150 toneladas apoyado sobre 24 pilastras; se siguió el mismo procedimiento empleado en América, elevando el tinglado por medio de crics y colocándolo sobre vagonetas y rails; y por último por medio de tornos y cables fué suavemente conducido á 35 metros más allá de su primitivo emplazamiento.

Se aprovechó la operación para dejarlo á 22 centímetros más de altura.

La estación de Molt-Haven se hallaba situada al Oeste y muy próxima á la via de tres ferrocarriles distintos: el New-York Central, el New-York and New-Haven y el New-York and Harlem, inmediatamente al Norte del puente.



Dos vías férreas se hallaban establecidas en la avenida: para llegar al emplazamiento á donde había de transportarse la estación, había que franquear una curva, para conseguirlo, juzgaron los ingenieros necesario dos operaciones: la primera era colocar cuatro vías en la calzada en vez de dos y la segunda suavizar la curva.

Era preciso, por lo tanto, desplazar la estación unos 15 metros al Oeste, á fin de dejar lugar al establecimiento de las cuatro vías sobre la nueva curva. La estación es una construcción de ladrillos de 56,50 metros de largo por 10,65 de ancho; la torre que ocupa próximamente el centro de la fachada tiene 1765 metros cuadrados de sección y 24.40 metros de altura. Solamente el peso de la torre está avaluado en 508 toneladas y el resto del edificio en 1217 toneladas. Los trabajos se encomendaron á M. B. C. Miller and son de Brooklyn, que fueron los encargados en 1888 de transportar el Beach Hotel de Brighton. El problema era de difícil resolución en atención á que la menor desigualdad en el sistema de soportes ó en el esfuerzo de tracción podía ocasionar la desunión de la fábrica de ladrillos.

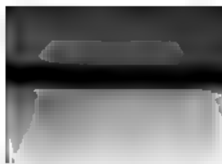
El edificio se asentó sobre vigas encuadradas de pino del Norte de 0,353 de lado. El peso que había de moverse era tan considerable y tan expuesta la construcción á disgregarse que se creyó conveniente recurrir á los crics de tornillo, empleándose 14 de estos; el paso de los tornillos era de 19 milímetros, su diámetro 89 milímetros y la longitud útil 305 milímetros. Las cabezas de los tornillos apoyaban sobre sólidas vigas sujetas por cadenas. La extremidad fileteada penetraba en la rangua de un árbol unido á las resbaladeras transversales.

Las superficies de estas vías fueron lubrificadas con jabon así como los sitios donde debían tocar con las del suelo ó cruzarse con ellas introduciendo en ellos delgadas hojas de jabon y además se lubrificaron todas las superficies con sebo. Una vez terminados todos los preparativos, maniobraron todos los crics á fin de ponerlos en estado de resistencia; á los cuatro que accionaban sobre la torre se los hizo girar gradualmente hasta obtener un perceptible movimiento de milímetro y medio.

En este momento se hizo girar al unísono, por decirlo así, los 14 tornillos á la señal dada por un toque de campana. A cada toque se daba el avance de un cuarto de vuelta, lo que siendo el paso de los tornillos de 19 milímetros elevaba el edificio de 4 3/4 milíme-

tros. Como la longitud de los tornillos era de 305 milímetros fué preciso repetir la operación 30 vecés para salvar la distancia necesaria, en lo cual se invirtió una semana; se emplearon dos hombres para cada cric de la torre, teniendo que vencer cada uno una resistencia de 15 toneladas próximamente; para los crics restantes bastó un hombre para cada uno; de modo que, contando con el capataz que dirijía la maniobra, se vé que con sólo 19 hombres se llevó á cabo el desplazamiento.

(The Scientific American).



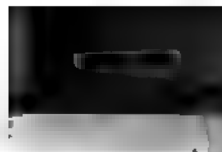
BIBLIOGRAFIA

Curso de Electrotécnica por Manuel B. Bahía. Buenos Aires, 1894.—En un volumen de XIX y 836 páginas presenta el infatigable Director de la sección de telégrafos de la nación y profesor de Electrotécnica en la Universidad de de la Capital, el fruto de sus reconocida preparación y laboriosidad, destinado á servir de texto en la Escuela profesional superior de correos y telégrafos que regentea el autor y en la Facultad de ciencias exactas, físicas y naturales. La impresión ha sido ordenada y costeada por la Dirección general de correos y telégrafos.

Para dar una ligera idea de esta obra, enumeramos los diferentes capítulos que contiene, comprendiéndose en cada uno de ellos los más modernos progresos de la electricidad en el punto de que trata: I. Propiedades de los cuerpos electrizados.—II. Condensadores, dieléctricos, descargas.—III. Leyes fundamentales de los fenómenos magnéticos —IV. La corriente eléctrica.—V. Imanación de los metales magnéticos.—VI Corrientes de inducción.—VII. Máquinas dinamoeléctricas de corrientes continuas.—VIII. Máquinas de corrientes alternativas.—IX. Frases formadores.—X. Electromotores.—XI. Pilas.—XII. Acumuladores.—XIII. Alumbrado eléctrico.—XIV. Distribución de la energía eléctrica.—XV. Construcción de las líneas eléctricas. Líneas telégraficas aéreas y subterraneas, cables.—XVI. Trasporte electrico de la energía; tracción eléctrica.—XVII. Galvanoplastía: aplicaciones del arco voltáico.—XVIII. Campanillas y señales eléctricas.—XIX. Tiro de minas.—XX. Pararayos.—XXI. Telefonía.—XXII. Telegrafía.

Geometría plana moderna por G. Richardson y A. S. Ramsey. Traducción de Valentín Balbín. Buenos Aires, 1894.—Este pequeño tratado de geometría ha sido redactado por sus autores, respectivamente vicedirector del colegio Winchester y catedrático en el colegio Fettes de Edimburgo, de conformidad con el programa de la Asociación Británica para el fomento de la enseñanza de la geometría.

El rector del Colegio nacional de la Capital doctor Balbín la ha vertido nglés porque «responde al propósito de servir de introducción al estudio de la geometría moderna y se distingue por el buen orden y disposición de la doctrina, y



por los numerosos y variados ejercicios que contiene », persiguiendo además el noble deseo de divulgar estos conocimientos en el país.

El traductor ha agregado, por su parte, numerosas notas, como ampliación de texto, como en general requieren las obras inglesas, á veces demasiado concisas

Aide-mémoire de poche de l'Electricien por Ph. Picard et A. David. Baudry et Cie, editeur, Paris, 5 francos.—En lujosa encuadernación y cómodo volumen de bolsillo, presentan los conocidos editores Baudry y compañía de París el manual del electricista que acaba de aparecer, tan á fin de año que se le ha puesto como data el año 1895. En 507 páginas de un volumen alargado de 12 cm. por 8, han acumulado los ingenieros David y Picard, cuantos datos y fórmulas pueden ser útiles para las personas que quieran efectuar instalaciones eléctricas ó encargadas del mantenimiento de las existentes. Al establecer las fórmulas, han prescindido, acertadamente, dado el objeto del libro, de toda demostración· al recopilar los datos más modernos que permiten determinar todos los elementos de los aparatos usados en la industria eléctrica y las consideraciones que deben presidir la instalación de las usinas, los acompañan de croquis esquemáticos, así resulta este manual útil, no sólo para los electricistas, sino también para los aficionados.

Dictionnaire d'analyse des substances organiques, par Adolfo Renard. París, Baudry et Cie., editeurs.—Este diccionario que acaba de aparecer, ha sido redactado por su autor teniendo en cuenta que la mayor parte de los libros de química analítica son deficientes en cuanto se relaciona con el análisis de las substancias orgánicas industriales y comerciales, porque prestan mayor atención al de las materias alimenticias. En consecuencia esta obra reune y condensa en un pequeño volumen de menos de 500 páginas los conocimientos esparcidos hasta hoy en las revistas científicas, que pueden facilitar el trabajo de laboratorio en todo lo que se refiere á los métodos aplicables al examen de los productos orgánicos empleados en las artes, la industria y la economía doméstica y que permitan efectuarlo rápidamente, sin necesidad de recurrir á los tratados especiales ó á las memorias originales.

Aide-memoire du Mineur par Paul N Chalon, Baudry et Cie, Paris.—Proporciona este manual una descripción detallada de los combustibles, piedras de construcción y minerales, al mismo tiempo que los elementos, precisos y completos, para el reconocimiento, ensayo, composición, venta y producción de las principales especies minerales. Además de las tablas, cuadros y datos que encierra ordinariamente una obra de este género, se encuentran capítulos especiales consagrados á la hidrología, exploraciones mineras, sondeos, abertura de galerías, excavación de pozos, á la ventilación, iluminación y saneamiento de los trabajos subterraneos y á las operaciones de transporte, extracción de los productos y traslación de los obreros en las minas.

Cierra la obra un glosario de terminos técnicos mineros en francés, inglés y español, muy útil para nosotros que tropezamos con tan grandes dificultades lingüísticas, á causa de la falta de obras escritas en el idioma patrio.

Es, pues, una obrita que se recomienda por sí sola.

Aerostación. Estudio teórico-práctico sobre la dirección de los globos por el doctor don RUFINO MALDONADO. Córdoba, imprenta de « La Libertad », 1894. — En estilo llano y claro expone el autor sus opiniones acerca de la mejor solución que debe buscarse para resolver la interesante cuestión á que se refiere el título de su folleto de 38 páginas y 7 láminas. No incurre, felizmente, en la vulgaridad de considerarse inventor de nuevos procedimientos: al contrario, preconiza el empleo de alguno que parecía abandonado ya, cual es el agregado de simples planos inclinados á los globos, para obtener su anhelada dirección.

Es de lamentar, sin embargo, que parta de un principio falso, que consiste en descomponer la fuerza productora de la ascensión del globo, en dos componentes una normal y otra tangencial al plano inclinado, suponiendo que esta última guía al globo y que la primera se anula. En esto consiste, justamente el error, pues los mecánicos admiten siempre lo contrario.

Por otra parte, las experiencias que el autor ha realizado y que aparecen confirmando sus opiniones, si bien revelan la afición del mismo á estos estudios, no pueden servir para fundar en sus consecuencias un sistema de dirección, porque han sido practicadas en escala muy reducida.

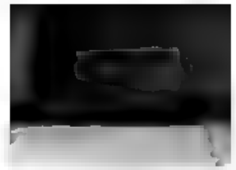
Accediendo al pedido del autor, formulado en atenta carta al donar su folleto á la biblioteca de la Sociedad Científica Argentina, hemos emitido con franqueza nuestra opinión.

L'Or à Minas Geraes (Brésil) par M. PAUL FERRAND, Ouro Preto, imprensa official do estado de Minas Geraes, 1894. — El primer volumen de esta obra es el que ha aparecido y comprende la primera parte del estudio que el autor ha emprendido desde varios años en su carácter de profesor en la Escuela de Minas de Ouro Preto y que ha venido publicando en el *Génie Civil* desde 1890. Se refiere esta parte al examen y descripción de las explotaciones antiguas y su publicación en forma de libro y con numerosas ilustraciones se ha hecho bajo el patrocinio de la comisión de la exposición preparatoria del estado de Minas Geraes, en Ouro Preto, con motivo de la « Exposición minera y metalúrgica de Santiago de Chile en 1894. — Es un trabajo interesante, del que se puede sacar lecciones provechosas para nuestro país, por las fatales consecuencias que para toda industria ofrece la exageración de los impuestos y su mala distribución.

Revista Chilena de higiene, publicada por el Instituto de higiene de Santiago. Dirigida por el doctor F. Puga Borne.—Ha empezado á aparecer esta importante revista en Agosto del pasado año, publicada en Santiago de Chile por la imprenta de « Cervantes ».

Atti del primo Congresso Geográfico Italiano GÉNOVA, 1894.— La *Societá Geográfica Italiana* ha publicado en tres gruesos volúmenes los documentos relativos al primer Congreso italiano de Geografía celebrado en Génova, del 18 al 25 de Septiembre de 1892, con motivo del cuarto centenario del descubrimiento de América, habiendo costeado la publicación al municipio genovés.

El primer volumen contiene la documentación oficial, resúmenes de las actas

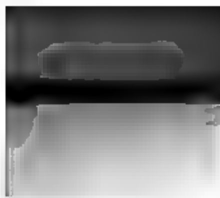


de las sesiones y las varias conferencias leídas en el seno de las asambleas por distiguidos profesores.

El segundo, comprende todas las memorias presentadas á la sección científica, habiendo algunas muy interesantes.

El tercer tomo, las de las secciones económico-comercial y didáctica, figurando entre las primeras varios estudios de las relaciones comerciales de la América y principalmente de la República Argentina con Italia, así como otros trabajos que versan sobre la inmigración y que también son de interés para nosotros.

Engineering and Mining Journal.—En el salón de lectura de la sociedad se encontrará esta interesante revista que aparece semanalmente en Nueva-York.



MISCELÁNEA

Extraordinario apetito.—En el Jardín Zoológico de Londres ha tenido lugar ultimamente un hecho sin precedente y sumamente extraño. Un boa constrictor se ha tragado íntegro á su compañero de prisión. Existían dos soberbios ejemplares de estos ofidios en la misma jaula del Museo. Uno tenía 2.70 metros de largo y el otro 2.40 metros, su peso excedía de 20 kilógramos.

Un cierto dia encuentra el guardián un solo boa, pero de un considerable diámetro. ¿Qué había pasado? Según dice el guardián estos animales habían vivido en perfecta armonia. El día anterior les había llevado el alimento habitual, consistente en una paloma para cada uno de ellos. El boa mayor terminó primero su comida y parece que pretendió disputar al otro el resto de su paloma que aún no había terminado de tragar. El guardián no prestó á esto mayor atención.

Se supone que el primer boa había comenzado á tragar la otra extremidad de la presa y había continuado tragando la cabeza de su desgraciado compañero. Pasada la cabeza, el resto ha seguido con facilidad, pues en estos reptiles la deglusión se opera, por decirlo así, automáticamente y sin interrupción.

El aspecto que ofrece el boa restante es muy extraño. Su piel se halla tan distendida que parece que fueran á desprenderse las escamas y no puede doblarse ni ejecutar el menor movimiento. Ha caído en una especie de sueño letárgico pero no presenta signos de indigestión. Según las últimas noticias había conseguido moverse algo y sus escamas han recobrado sus bellas tintas irisadas que desaparecen cuando sufre el animal.

Se calcula que este fenomenal banquete le bastará para unos cinco ó seis meses, durante los cuales no necesitará nuevo alimento.

Nuevo líquido termométrico.—Ha sido registrada últimamente en Alemania una marca de fábrica para un nuevo termómetro presentado por el señor R. J. Grosse, de Ilmenau, en el cual se emplea el toluol como líquido termométrico.

Según el inventor, esta sustitución ofrece muchas ventajas: en primer lugar, el toluol es un líquido negro obscuro, lo que hace muy visible la columna; en segundo lugar, el punto de congelación de este líquido dista mucho de su punto de ebullición, por fin, su precio es menos elevado que el del mercurio y su manipulación no presenta peligro alguno para la salud de los obreros.

MOVIMIENTO SOCIAL

SEPTIEMBRE A DICIEMBRE

Septiembre 3.—Visita al mercado « Ciudad de Buenos-Aires», de propiedad del señor David Spinetto, instalación modelo entre las de su género.

Septiembre 23.—Visita á la fábrica de mosaicos, artezones y bovedillas « Artesonado Argentino», de propiedad de los señores Campos y Compañía. Con motivo de esta visita el señor Rafael Campos, director de la fábrica, donó á la sociedad un muestrario de mosaicos, que se encuentra en el local social.

Septiembre 29.—Con numerosa y selecta concurrencia tuvo lugar la conferencia del ingeniero Angel Gallardo, titulada *Flores é insectos*, que se publicó en la entrega anterior. Con ella quedó clausurado el período de las conferencias y visitas del corriente año, á virtud de la proximidad de la época de exámenes y de veraneo.

Diciembre 20.—Celebrose asamblea general para considerar las renuncias del Vocal Ingeniero Carlos Bunge y del Secretario señor Emilio Schickendantz. Una vez aceptadas, en virtud de sus causales, fueron elegidos para reemplazarlos los ingenieros José S. Sarhy y José I. Girado, respectivamente.

SECCIÓN SAN JUAN

La Junta Directiva para el quinto período de esta sección de la Sociedad Científica Argentina está constituida como sigue:

Presidente: Ingeniero Leopoldo Gomez de Terán.

Vice-presidente: Señor León Valençón.

Secretario: Señor Eduardo R. Quiroga.

Tesorero: Señor Manuel J. Jofré.

Vocales: Señor Abraham Tapia. Ingeniero Angel Cantoni, señor Juan Campbell.



ANALES

DE LA

SOCIEDAD CIENTÍFICA ARGENTINA

ABRIL, 1895. — ENTREGA IV. — TOMO XXXIX

PUNTOS Y PRECIOS DE SUSCRICION

LOCAL DE LA SOCIEDAD, ZEBALLOS 269, Y PRINCIPALES LIBRERÍAS

Por mes, en la Capital, Interior y Exterior, incluso porte .... $ m/n 1.50

Por año, en la Capital, Interior y Exterior incluso porte .... » 12.00

La suscricion se paga anticipada

BUENOS AIRES

IMP ... E PA ... E. CONI É HIJ ... AS

... — CALLE PE ...

189...



JUNTA DIRECTIVA

INDICE DE LA PRESENTE ENTREGA

A LOS SÓCIOS

Se ruega á los señores sócios comuniquen á la Secretaría de la Sociedad su ausencia, cambio de domicilio, etc., y cualquier irregularidad en el reparto de los *Anales* ó cobro de la cuota.

Se ruega tam[illegible] tengan en su poder obras prestadas [illegible] iblioteca de la Sociedad, se sirvan d[illegible] [illegible]d posible, á fin de anotarlas en el [illegible].

PROYECTO

DE

CANAL DE IRRIGACIÓN

Y DE DIQUE DE DEFENSA

PRESENTADO
Á LA FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES
PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Por MIGUEL OLMOS

PROGRAMA

En un río de régimen torrencial se alimenta un canal de riego, el cual conduce el agua para un departamento con veinte y cuatro mil hectáreas de terreno cultivado con una dotación de medio litro de agua por hectárea por segundo.

Existe actualmente un canal que fácilmente lo destruyen las crecientes, lo que motiva un gasto para la reparación y una interrupción en el riego. Ese canal tiene una longitud de 4500 metros desde la toma en A hasta la compuerta B según la curva ABC y tiene una pendiente de 4,40 metros por kilómetro. Costea la barranca que limita el lecho del río y recorre por terreno relativamente alto aun cuando llega á ser bañado por las crecientes que suelen destruir el borde del canal.

El río tiene una pendiente de seis metros por kilómetro, corre por terreno de aluvión donde arrastra piedras hasta de 30 kilógramos. En las grandes crecientes alcanza á ocupar un ancho de 1600 metros que hay entre las barrancas principales.

En BDE existe un dique de mampostería construido para evitar

que el río se desvíe por una cañada que sigue esa dirección por donde amenazaría una ciudad.

La parte BD está fundada en terreno firme, á seis metros de profundidad. La DE lo está sobre piedra suelta, pero tiene mucha profundidad y gran espesor; su costo ha sido de pesos nacionales 400 por metro lineal de dique. Este dique se prolonga hasta F, pero con una construcción de madera blanda, ramas y piedra suelta que sólo tiene cuatro metros de altura sobre el terreno inmediato, el cual está medio metro más alto que el nivel de aguas bajas de invierno; pero en las grandes crecientes que ocurren en el verano, cuando las lluvias coinciden con los deshielos, el agua ha llegado á desbordar el dique aunque el desborde fué sin importancia.

Entonces también produce socavaciones en el terreno, habiéndose observado hasta de cinco metros de profundidad, socavaciones que se borran cuando pasa la creciente.

El cauce es más ó menos tortuoso y muy variable de un año á otro, se divide en varios cauces que después desaparecen y es la causa más frecuente de la interrupción del riego, porque al pasar las crecientes deja las tomas en seco. De las excavaciones que se practican en verano ú otoño mana agua abundante, pero cuando se había desviado el rio después de algunos meses y en la primavera las excavaciones se hicieron sin encontrar agua.

El punto P es de una punta de sierras que hace la vuelta del río, dista 3 kilómetros del dique D y hay un desnivel de 20 metros.

El cauce actual pasa á 100 metros del punto D y á 50 de E.

En las sierras á 9 kilómetros del dique hay piedra calcárea que sirve para la construcción en piedra bruta y da excelente cal grasa. La leña se consigue en el dique á 2 $ la carrada de leña delgada y ramosa pero de madera dura. El camino á la sierra es algo quebrado por numerosos zanjones que fatigan sin impedir el paso de carros.

La mampostería en piedra bruta ha costado para las obras del dique 10 $ m/n el metro cúbico, comprendiendo excavaciones, desviación del río, etc. La arena se encuentra en algunas partes más protegida contra las fuertes corrientes.

La madera dura cuesta 150 $ el metro cúbico. La de álamo es abundante y puesta en la obra cuesta desde 2 $ hasta 6 $ los palos más largos y es por lo que se emplea mucho, á pesar de su poca duración.

Desde la compuerta B, donde el agua pasa á 1,40 metros más

baja que el borde del dique el canal sigue hasta H con 4,50 metros costeando una barranca, y de H toma la dirección HI con pendiente de 3 °/₀₀ y en esa dirección sigue.

El canal se embanca lentamente y cada cinco años ha habido que limpiar y elevar los bordes. En cuanto al río también se levanta su cauce. La primera sección del dique tiene 50 años de existencia, se levantó una vez de $0^{m}50$ y asimismo fué desbordando y fué necesario que se levantase más aún.

Se proyecta la obra de la toma definitiva procurando que ella preste servicio lo más pronto posible y al proyectarse esta obra debe tenerse en vista las de defensa que habrá que continuar por cuenta del mismo municipio cuando procure más recursos.

La primera toma de canales secundarios sobre el canal HI se encuentra á 1200 metros de la compuerta B; el dique de defensa tiene 700 metros de largo, 100 en la primera alineación BD y 600 en la DF que forma con la primera una desviación de 25°.

La dirección de las pendientes está marcada en el croquis por líneas de nivel punteadas.

En el proyecto debe presupuestarse los gastos de conservación de las obras ó de la primera parte del canal hasta 1500 metros del punto B y habrá que procurar que no ocasione embancamientos en la parte del canal que continúa.

La obra debe hacerse de manera á poder graduar la entrada del agua para que en época de creciente los canales no se desborden y en la de escaso caudal habrá de dejarse la mitad que pertenece á otro departamento de la misma extensión de cultivo al otro lado del río que tiene su toma más abajo.

Las herramientas, material de fierro, etc., deben calcularse por el precio corriente en Buenos-Aires con más un transporte en ferrocarril de 1200 kilómetros.

Debe justificarse la preferencia del sistema y variantes de los proyectos posibles.

El plano general se hará en escala de 1:10.000; las alturas en los perfiles de 1:200; las obras de arte en 1:50; y los detalles 1:10.

Para la comparacion de variantes debe estimarse el 10 % del capital.

I

PROYECTO DE CANAL DE IRRIGACIÓN

Siendo necesario para proceder á la confección de este proyecto hacer uso de las fórmulas del movimiento uniforme del agua en los canales descubiertos, he creído conveniente hacer antes una exposición metódica de ellas, que me han servido para resolver todos los problemas que se relacionan con las dimensiones, etc., de los canales.

Movimiento uniforme. — El movimiento uniforme del agua está caracterizado por el hecho de que en un canal rectilíneo de pendiente y sección transversal constantes, la velocidad de una molécula permanece la misma en toda la longitud de un mismo filete líquido. Así definido el movimiento uniforme no podría realizarse, sin duda, sino en los canales de sección transversal constante; comparables á los tubos capilares y en los cuales la velocidad sería extremadamente reducida.

Cuando las dimensiones transversales del canal se vuelven sensibles, la velocidad de las moléculas líquidas cambia en cada instante de magnitud y dirección.

Pero se conserva la denominación de movimiento uniforme á aquel en el cual la velocidad *media local* de las moléculas que pasan en cada punto, es constante y permanece la misma en toda la longitud de un mismo filete líquido. Y se admite que esta condición está realizada cuando el canal es rectilíneo y su pendiente y sección transversal permanecen constantes.

Es muy cierto que la velocidad media U es la misma para todas las secciones: esta velocidad siendo el cociente de un volumen Q gastado en un segundo por el área ω de la sección transversal: pero esto no es sino por la inducción que se concluye la constancia de las velocidades medias locales, pues cada molécula posée en rea-

lidad una velocidad oblícua sobre la dirección de la corriente: resulta de los cruzamientos en todos sentidos de los filetes líquidos que se suponen paralelos, y nada es menos probado que la invariabilidad de la velocidad en cada punto.

En la complicación del movimiento real, la velocidad media local en cada punto y sobre toda la extensión de un mismo filete queda sensiblemente constante con la condición de ser observada durante un tiempo demasiado largo, y se puede, no considerando sino estas velocidades medias locales, admitir que el líquido se mueve con un movimiento uniforme por filetes paralelos. Pero es necesario no olvidar que esto no es sino un medio, cuya realidad difiere notablemente en cada instante.

Fórmula general del movimiento uniforme. — Si en un canal así imaginado, aislamos una porción de longitud igual á la unidad y limitada por dos secciones transversales paralelas, nada distinguiría una de estas secciones de otra, las presiones sobre cada uno de sus elementos serán las mismas y las ecuaciones desaparecerán. Será necesario pues, como lo ha notado Du-Buat, puesto que el movimiento es uniforme, que haya equilibrio entre la fuerza aceleratriz debida á la pesantez y las fuerzas retardatrices debidas al frotamiento. Estas últimas provienen sobre todo de las paredes del canal. Es necesario tener en cuenta entre las resistencias, el frotamiento interior del líquido que proviene de las velocidades oblicuas ó de las componentes de las velocidades de las moléculas fluidas perpendiculares á la dirección del movimiento. Estas componentes no contribuyen en nada al escurrimiento y ellas dan lugar á frotamientos mútuos ó remolinos, que constituyen una pérdida de fuerza viva, y por consecuencia una resistencia. Pero la oblicuidad de las velocidades es ella misma debida á la rugosidad de las paredes y se puede admitir que todas las resistencias, por consecuencia, provienen de esta causa única.

Ellas serán entonces en totalidad proporcionales á la longitud, etc, del perímetro mojado. Ellas serán también función de la velocidad de la pared, variable de un punto á otro de ésta. Se la expresa en función á determinar. Esta resistencia, debe, según opina Du-Buat, ser igual á la componente del peso de la masa líquida considerada. Este peso es $\Pi\omega$, llamando Π el peso específico del líquido y su componente según la pendiente I será $\Pi\omega$ sen I ó simplemente $\Pi\omega I$ tomando el pequeño ángulo I en lugar de su seno.

La ecuación del movimiento será así:

$$\Pi\omega I = \chi f(U)$$

ó bién dividiendo por $\Pi\chi$; $\frac{\omega}{\chi} I = f\frac{U}{\Pi}$ la relación $\frac{\omega}{\chi}$ es el radio medio de la sección transversal que designaremos por R: la función $f.(U)$ puede siempre ser puesta bajo la forma $\Pi b U^2$, llamando b un coeficiente que será el mismo una función de (U) ó de otros elementos y entonces la ecuación del movimiento uniforme toma la forma siguiente bajo la cual ella es generalmente dada:

$$RI = bU^2.$$

Esta es idéntica en la forma á la del movimiento en los tubos.

Resolviendo esta ecuación con relación á U se escribe:

$$U = \frac{1}{\sqrt{b}}\sqrt{RI} \quad ó \quad U = C\sqrt{RI}.$$

El coeficiente C, es como $\frac{1}{\sqrt{b}}$ una función de U, de R, de I y sobre todo de la rugosidad de la pared.

Es interesante pasar fácilmente de uno al otro; adjunto la tabla correspondiente.

Fórmulas antiguas.— Como para los tubos, Prony ha propuesto para el coeficiente b la forma $b + \frac{a}{U}$ lo que hace escribir:

$$RI = aU + bU^2.$$

Según sus experiencias, Du Buat ha propuesto los valores siguientes para a y b:

$$a = 0{,}000044; \quad b = 0{,}000309.$$

Eytelwein ha dado valores un poco diferentes, aunque deducidos de las mismas experiencias.

Desde largo tiempo los ingenieros italianos aplicaban la fórmula denominada de Tadini, en la que ellos consideraban los coeficientes b y C como constantes; esta fórmula que es

$$RI = 0{,}0004U^2 \quad ó \quad U = 50\sqrt{RI}$$

es suficiente cuando se trata de cursos de aguas tranquilos, profundos y de débil pendiente, y que no se desea sino una gran aproximación.

Puede ser útil para un ante-proyecto. St. Venant propone la siguiente:

$$RI = 0{,}0004U^{\frac{21}{11}} \text{ ó } U = 60\,(RI)^{\frac{11}{21}}$$

Todas estas fórmulas tienen el grave defecto de no tener en cuenta la rugosidad de las paredes.

Fórmulas modernas.— Darcy y Bazin pusieron esta conclusión en evidencia por las experiencias que ejecutaron sobre un canal derivado del de Burgoña. Los resultados fueron publicados por Bazin, que propuso para el coeficiente b la forma $\alpha + \frac{\beta}{R}$, análoga á la que Darcy dió para los tubos de conducto, atribuyendo á este coeficiente los valores siguientes, para cuatro categorías de paredes á las cuales Ganguillet y Kutter han añadido la quinta (pared en arena gruesa).

1° Paredes muy unidas (cemento liso) $b = 0{,}00015\left(1 + \frac{0{,}03}{R}\right)$;

2° Paredes unidas (piedras talladas), $b = 0{,}00019\left(1 + \frac{0{,}07}{R}\right)$;

3° Pared poco unida (mamp. de morillo), $b = 0{,}00024\left(1 + \frac{0{,}25}{R}\right)$;

4° Pared en tierra $b = 0{,}00028\left(1 + \frac{1{,}25}{R}\right)$;

5° Pared en arena gruesa $b = 0{,}00040\left(1 + \frac{1{,}75}{R}\right)$,

La fórmula de Darcy y Bazin es pues :

$$RI = \left(\alpha + \frac{\beta}{R}\right) U = bU^2$$

en la que α y β tienen los valores que se ha dado.

Se puede también poner bajo la siguiente forma :

$$U = C\sqrt{RI}$$

ma á dar á la sección transversal para asegurar el gasto máximo por unidad de área de la sección.

El gasto por unidad de área, será proporcional á la velocidad media U, la cual para una pendiente I crece con el radio medio R.

El problema se reduce, pues, á encontrar para una sección dada ω la forma para la cual R será máximun, es decir, para la cual el perímetro mojado χ será un mínimo.

Entonces siendo l el ancho en el fondo y h la profundidad de agua la sección ω será:

$$\omega = h(l + mh)$$

y el perímetro mojado

$$\chi = l + 2h\sqrt{1 + m^2}.$$

La sección ω siendo supuesta dada, su diferencial total es nula:

$$h(dl + m\,dl) + (l + mh)\,dh = 0.$$

Por otra parte para que el perímetro mojado sea mínimo es necesario que su diferencial sea nula ó que $dl + 2db\sqrt{1 + m^2} = 0$, lo que, eliminando dl y db, produce entre l y b la relación

$$l = 2h\left(\sqrt{1 + m^2 - m}.\right)$$

El semi-ancho AH $=$ HB $= \frac{l}{2}$ (fig. II) debe, pues ser igual á la diferencia entre DB $= h\sqrt{1 + m^2}$ y BE $= mh$, es decir, que HE $=$ BD ó bien bajando OF perpendicular á BD y BI perpendicular á OD, es necesario que OF sea igual á BI ó á OH. Los taludes CA y BD y la base AB son tangentes á una misma circunferencia descrita del punto O como centro.

La relación $\frac{h}{l}$ de la profundidad al ancho en el fondo vale así en los perfiles que dan un gasto máximo

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{2\left(\sqrt{1 + m^2} - m\right)} = \frac{m + \sqrt{1 + m^2}}{2}$$

es decir, poniendo para m los valores usuales:

TALUDES VERTICALES	TALUDES INCLINADOS				
	$^1/_2$	$^1/_1$	$^3/_2$	$^2/_1$	$^3/_1$
$m = 0$	$m = 0{,}50$	$m = 1$	$m = 1{,}50$	$m = 2$	$m = 3$
$\frac{h}{l} = 0{,}50$	$\frac{h}{l} = 0{,}81$	$\frac{h}{l} = 1{,}21$	$\frac{h}{l} = 1{,}65$	$\frac{h}{l} = 2{,}12$	$\frac{h}{l} = 3{,}08$

Se ve que para los taludes de una inclinación inferior á 45° ó $m > 1$ la relación $\frac{h}{l}$ no se separa mucho del valor aproximativo $\frac{h}{l} = m - \frac{0.24}{m}$ un poco más fácil de calcular que el valor exacto.

En todos los casos el radio medio, en el perfil así determinado expresado por:

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{hcl + mh}{1 + 2h\sqrt{1 + m^2}}$$

vale cuando se pone para la relación $\frac{h}{l}$ el valor que corresponde al gasto máximo.

$R = \frac{h}{2} = m + (\sqrt{m + m^2})\,\frac{l}{4}$ es siempre igual á la mitad de la profundidad del agua como en la sección semicircular.

La relación $\frac{h}{l}$ siendo así calculada, para una inclinación dada m de los taludes de la cuneta, será fácil de encontrar el valor de h y por consecuencia el de l correspondiente á una sección transversal de área dada ω. Se tiene en efecto

$$h = \sqrt{\frac{\omega}{2\sqrt{1 + m^2} - m}}$$

Para una sección transversal ω dada la profundidad h y por consiguiente el radio medio $R = \frac{h}{2}$, son tanto mayores cuanto los taludesde la cuneta se acercan más á la vertical.

Hay, pues, siempre un doble interés cuando la obra ó canal destinado á gastar un volumen de agua dada con una pendiente dada, en adoptar para el perfil transversal los taludes lo más empinado posible, teniendo en cuenta la naturaleza del terreno. Se reduce así desde luego el ancho y en seguida, aumentando el radio medio, se aumenta la velocidad media, lo que permite de disminuir en la misma proporción la extensión ω de la sección transversal ó el cubo de los gastos por metro corriente.

Todo lo que precede supone, bien entendido, que la determinación de la forma de la sección transversal no depende de ninguna otra consideración que la de que debe conducir al máximo de la velocidad ó del radio medio. Acontece frecuentemente que para hacer más fácil la ejecución de los desmontes en el momento de la construcción ó en la conservación de la cuneta cuando el canal está en servicio, se impone la condición de no pasar para la profundidad una dimensión determinada, dos metros, tres metros, por ejemplo.

La utilidad de limitar la profundidad de un canal está á menudo justificada por el deseo de disminuir las pérdidas por infiltración. Estas pérdidas aumentan rápidamente con la profundidad, es decir, con la carga de agua sobre los pequeños orificios capilares por los cuales ellas se producen. Ellas son tanto más reducidas cuanto se adoptan perfiles cuya profundidad sea menor. Entonces, para una sección transversal cuya área ω es dada, la inclinación máxima de las taludes m, siendo determinada por la naturaleza de los terrenos, se admite por una de las razones que preceden la magnitud máxima de la profundidad h; no hay en la ecuación: $\omega = h\ (l + mh)$ más que una sola incognita l, á determinar.

Generalmente en la República Argentina y particularmente en las provincias del norte, donde he tenido ocasión de ver los canales de riego denominados vulgarmente acequias tienen una sección rectangular, cualquiera que sea la naturaleza del terreno, de manera que el gasto de conservación aumenta considerablemente, debido al derrumbe de los taludes. En el canal que se me ha dado á estudiar no se ha indicado su sección, pero á fin de no ser arbitrario le he dado, para cada pendiente distinta que tienen las diversas partes del canal, la sección calculada del gasto máximo.

Siendo dado el gasto de doce metros cúbicos por segundo y las pendientes respectivas, se procede de la manera siguiente para obtener la sección:

Acabamos de obtener :

$$h = 2R = \sqrt{\frac{\omega}{2\sqrt{1+m^2} - m}}$$

que con la

$$RI = b\,\frac{Q^2}{\omega^2}$$

permite calcular las dos incógnitas ω y R adoptando para el coeficiente b un valor provisorio que se rectificará en una nueva aproximación, según el valor encontrado para R. Se ve que para un valor dado de b la ecuación á resolver será de quinto grado en ω ó en R y podrá ser resuelta por la extracción de una raíz quinta, esto es, por logaritmos.

Tenemos para la parte AB del canal antiguo:

$$I = 0,0044 \qquad Q = 12m \qquad m = 2$$

$$2\sqrt{1+m^2} - m = 2\sqrt{5} - 2 = 2.47$$

$$4R^2 = \frac{\omega}{2.47} \qquad R \times 0,0044 = 0,0044\,\frac{\overline{12}^2}{\omega^2}$$

$$\omega = 9,88R^2 \qquad R\omega^2 = \overline{12}^2$$

$$R^5 = \frac{144}{97.61} = 1.47 \;\therefore\; R = 1,0812.$$

Por la tabla de Bazin adjunta tenemos que para $R = 1.08$, $C = 40$ y el correspondiente $b = 0.00062$.

Adoptando este nuevo valor las ecuaciones á resolver se convierten en:

$$\omega = 9.88R^2 \qquad R \times 2.0044 = 0.00062 \times \frac{\overline{12}^2}{\omega^3}$$

que dan $R = 0.77$.

Para $R = 0.77$ nos da la tabla de Bazin $C = 37$ y la tabla número

H el correspondiente de $b = 0.00077$. Adoptando este nuevo valor las ecuaciones se convierten en:

$$\omega = 9.88R^2 \qquad R \times 0.0044 = 0.00077 \frac{\overline{12}^2}{\omega^2}$$

que da $R = 0.79$, $C = 37$ y $b = 0.00073$.

El valor de C no se ha modificado sensiblemente por el pequeño combio de R; se puede, pues, adoptar este último valorcomo definitivo.

Entonces si $R = 0.79$, $b = 2R = 1.58$,

$$\omega = 9.88\ R^2 = 9.88 \times 0.624 = 6.065$$

ó sean 6.10 metros cuadrados la superficie de la sección.

La velocidad media

$$U = \frac{Q}{\omega} = \frac{12}{6.00} = 2.$$

El ancho en el fondo l

$$l = 2h\left(\sqrt{1+m^2} - m\right) = 2 \times 1.58 \times \sqrt{5} - 2 = 0{,}82.$$

Procediendo de una manera idéntica hemos encontrado las dimensiones que siguen para las otras partes del canal antiguo.

Para la BH:

Datos: $I = 0.003$, $Q = 12$, $m = 2$.

Resultado: $h = 1.52$, $R = 0.76$, $\omega = 5.7$, $l = 0.68$ y $U = 2.143$.

Para HI:

Datos: $I = 0.0045$, $Q = 12$, $m = 2$;

Resultados: $h = 1.60$, $R = 0.80$, $\omega = 6.313$, $l = 0{,}71$ y $U = 1.90$.

Para encontrar las dimensiones de la sección transversal para el canal proyectado, las condiciones no han variado, desde el momento que hemos adoptado para pendiente la que nos da la diferencia de nivel que existe entre los puntos B é I y que se aproxima tanto á la que debe tener una derivación económica según se demuestra en el capítulo correspondiente al perfil longitudinal.

Los datos son, pues:

$$I = 0.00102 \qquad Q = 12 \qquad \text{y} \qquad m = 2.$$

Resultados : $h = 1.986$, $R = 0.993$, $\omega = 9{,}74 m^2$, $b = 0{,}89$ y $U = 1.20$.

Todos estos datos me han servido para construir las secciones de gasto máximo que se ven en la plancha número II.

Se ha adoptado para inclinación de los taludes 1 de altura por 2 de base.

Según se indica en el capítulo anterior, el nuevo canal proyectado no satisface á las condiciones del problema, esto es el de cortar la interrupcción de riegos y por consiguiente queda desechado, pero se adjuntan las planchas correspondientes por haberse ejecutado dicho proyecto en un todo de acuerdo con lo aconsejado por las experiencias hechas en Francia, sobre la naturaleza de los terrenos que atraviesa.

De manera, pues, que se conservan las secciones transversales calculadas de gasto máximo y para las pendientes dadas, aunque las velocidades correspondientes sean mayores que las que se indica para terrenos de aluvión.

PÉRDIDAS

Evaporación. — Para dar una idea de la importancia de la evaporación, transcribo á continuación un estudio hecho para la Francia y que trae Durand-Claye en su Hidráulica Agrícola.

La cantidad de agua caída en Francia durante un año es de $0.75 \times 53.000.000$ de hectáreas $= 397.500.000.000$ metros cúbicos ó más exactamente 417.000.000.000 metros cúbicos calculado por la teoría de Gaumond. El gasto de los cursos de agua son por año 180.000.000.000 metros cúbicos.

La relación $\frac{180}{417} = 0{,}43$ representa la fracción del agua caida que vuelve al mar, pues desaparece el 57 % únicamente por el hecho de la evaporación.

Para seguir en un mismo lugar y en la superfie del agua las variaciones del poder cooperante del aire se sirve de diversos aparatos denominados evaporómetros, entre los que podemos citar el de Piche, el de Delabaye, y finalmente los registradores.

En Roma la altura de agua evaporada anualmente es de 2.462. En Marsella es de 2.289; en Londres es de 0.754.

Así, pues, la altura de agua evaporada en la superficie de un depósito es superior á la altura pluviométrica, de manera que un pluviómetro abandonado al aire libre concluiría por desecarse, salvo algunos meses lluviosos en ciertos climas.

En Roma la altura pluviométrica no representa sino un tercio de la evaporada.

La evaporación en la superficie de las aguas depende de numerosas causas, como son: temperatura, el estado higrométrico del aire, los vientos, la cubierta de los árboles, etc.

El fenómeno de la evaporación es tan complejo que no es posible conocer la cantidad de agua que puede evaporarse durante un cierto tiempo sobre una superficie dada.

Estudios generales de esta naturaleza, aún no se han llevado á cabo en la República Argentina: sólo se toman en las estaciones meteorológicas las alturas pluviométricas.

Infiltración.—Otras de las causas poderosas de las pérdidas de agua y que es necesario tener en cuenta para calcular la sección de los canales es la infiltración que varía con la naturaleza del terreno y la pendiente y profundidad del canal. Existen también estudios hechos en diversos países de Europa sobre la higrometría del suelo á diversas profundidades de los que se pueden sacar un valor aproximativo para las pérdidas por infiltración.

Influencia de las yerbas acuáticas.— Cuando las aguas que debe llevar el canal á abrir están cargadas de limo y que puede producir depósitos ó embarres y cuando la naturaleza de los taludes y del fondo permite el crecimiento de yerbas acuáticas es prudente de tenerlo en cuenta por la disminución de la sección transversal que producen.

Los embarres están destinados á ser sacados periódicamente, pero no puede hacerse con facilidad sino cuando se llega á un espesor suficiente de veinte centímetros, por ejemplo.

Las yerbas acuáticas son de dos clases: aquellas que tapizan simplemente las paredes elevándose á una débil altura y aquellas que se elevan hasta la superficie del agua atravezando toda la profundidad del canal. Las primeras, lo mismo que los embarres, no se les considera sino bajo el punto de vista de la disminución de la sección que producen, relativamente muy débil. Se les tiene en cuenta

atribuyéndoles un espesor de diez centímetros lo que generalmente es suficiente como lo aconseja A. Picard en su obra sobre *L'alimentation du canal de la Marne au Rhin et du canal de l'Est.*— En cuanto á las grandes yerbas su influencia sobre el escurrimiento puede volverse considerable, tanto á causa de la disminución de la sección que ocasionan como por el aumento del perímetro mojado que es imposible de avaluar.

Según Alfredo Picard la reducción del gasto, debida á la vegetación, es tanto mayor cuanto la velocidad de escurrimiento es menor, lo que se comprende perfectamente, pues bajo la acción del agua animada de una velocidad un poco grande las yerbas se encorvan hasta tocar el fondo y ocupan en la sección transversal un espacio relativamente menor que cuando la velocidad es débil. Cualquiera que sea, pues, el cuidado, dice Picard, que se tenga en la conservación de un canal de taludes de tierra, será siempre prudente de acumular un poco de abertura calculada. Corresponde á los ingenieros de apreciar en cada caso particular la medida de este aumento, según la extensión de la sección, la velocidad de escurrimiento, la naturaleza del terreno, el desarrollo que se pueda preveer para la vegetación.

Conviene añadir que los coeficientes numéricos ó las tablas que sirven á los cálculos están establecidas para aguas puras. Cuando las aguas son turbias, una parte de la fuerza viva del agua está empleada en mantener en suspensión las materias sólidas que ella arrastra y resulta un aumento de frotamiento interior que se traduce por un aumento del coeficiente b, midiendo este frotamiento, ó por una disminución del coeficiente $C = \frac{l}{\sqrt{b}}$. La importancia de las modificaciones á efectuar en estos coeficientes no ha sido determinada.

En resúmen, á fin de tener la cantidad de agua efectiva á distribuir, antes de aplicar las fórmulas que han servido para determinar la sección del canal de irrigación debió haberse tomado en cuenta una cantidad de agua suplementaria, lo más á menudo variable, resultante del agua perdida por infiltración, evaporación y en los intersticios de las compuertas, lo mismo que era necesario tener en cuenta el aumento que requiere por la parte de la sección que ocupan las plantas acuáticas.

Las experiencias han demostrado que un canal gastando 100 litros por segundo podía perder por la absorción, la infiltración y la

evaporación una media de dos litros y medio en los primeros 1000 metros de su curso (*Annales des Ponts et Chaussées. 1853*).

Como datos prácticos, más exactos, pueden tomarse los constatados sobre tres de los canales principales de la Lombardía, cuyos terrenos de aluvión reposan sobre bancos más ó menos espesos de arena, de guijarros y arena gruesa.

Las observaciones dan para el canal Naviglio Grande 15 °/₀ de pérdida, para el Martezana 12 °/₀ y para el Muzza 19 °/₀, lo que da un término medio de 15 °/₀ próximamente. Por consecuencia, siendo dado el gasto efectivo de distribución de un canal convendrá multiplicar este gasto por 0.15 para avaluar el volumen total á introducir en el canal.

Estos canales fueron calculados por la antigua fórmula de Tadini que no tenía en cuenta la naturaleza de las paredes, de manera que para el canal proyectado esta causa de error es aún menor.

En mi proyecto no he introducido este valor del 15 °/₀ para hacer los cálculos, sino que á las secciones calculadas teóricamente le he aumentado una altura de 0.15 á 0.20 respectivamente, lo que me da un aumento de un 15 °/₀ proximamente de sección. Además este aumento de altura es conveniente hacerlo en previsión de mayores necesidades en el riego para momentos determinados lo mismo que le sirven de bordes al canal.

Según el ingeniero Suninno, director técnico del canal Cavour, las pérdidas debidas á la evaporación, á las filtraciones, á los escapes por las compuertas de descarga y de los aparatos de medida en 1871, después de un año de funcionamiento del canal eran 0.40 del volumen de agua introducido. Desde este año las pérdidas han ido gradualmente en disminución y en 1882, el volumen admitido era próximamente 100 metros cúbicos por segundo, de los que distribuía 85 metros cúbicos, lo que da un desperdicio absoluto de 15 metros por segundo ó sea 0.15 del volumen introducido sobre una longitud total de 170 kilómetros de canales.

Lo que confirma los resultados obtenidos en las observaciones hechas sobre los antiguos canales.

TOMA DEL AGUA

La toma del canal que se me ha dado es idéntica á la que existen en las provincias del norte, donde he tenido la oportunidad de

observar. Ellas consisten en hacer llegar el canal hasta el lecho mismo del rio donde se hacen diques de pequeña altura con ramas, tierra piedra ó arena, según las localidades, para represar el agua á fin de que entre en el canal la cantidad que se necesite.

Estos pequeños diques son arrastrados por las crecientes entrando, al mismo tiempo, en el canal un exceso de agua que inunda en general los terrenos por donde atraviesa, ocasionando perjuicios á la agricultura. Después de cada creciente se queda el canal en seco, haciéndose necesario ejecutar de nuevo los diques.

A veces esta operación dura varios días, porque el río ha cambiado de cauce, retirándose una cuadra, dos ó más de las costa donde estaba situada la toma.

En verano, es decir, para la época de las crecientes se establece esa alternativa frecuente, tanto que suele suceder que la interrupción del riego se prolonga durante todo él, por no haber dado lugar entre una creciente y otra para terminar el dique, componer y limpiar el canal.

Sin embargo, en ciertas partes montañosas y en casos particulares esta clase de tomas da excelentes resultados. Después de una creciente que se ha llevado el dique, el canal se alimenta con el agua de una ó más quebradas que caen naturalmente en él, y mientras se reconstruye el dique. Siendo una ventaja más bien que se borre la toma, porque de otro modo la inundación se produciría, ó sería de mayores proporciones.

Se me pide que proyecte una toma de carácter definitivo y de compuertas reguladoras.

Cuando se trata de abrir un canal, el punto de la toma no puede ser arbitrario. Primeramente se procede á resolver el problema de una derivación económica que he citado ya y cuyo resultado es el siguiente, según los casos.

$$I = 0.28J \quad \text{ó} \quad I = 0.33J$$

Siendo I pendiente de la derivación y J la del río. Esto se hace naturalmente cuando la costa sobre que ha de abrirse el canal ofrece la misma facilidad ó los mismos inconvenientes.

Precisamente, esto último podía notarse en la planimetría antes de su reforma, el rio cambiaba fácilmente de cauce en todos sus puntos. El punto B elegido para toma del canal proyectado satisfacía dicha condición aproximadamente; además tenía la ventaja

de suprimir 4500 metros de canal costoso de conservar y en vista de que por la configuración del terreno el lecho del rio tendía á formarse hacia este punto, lo hacía preferible á cualquier otro, sin que esto importara haber resuelto el problema del riego permanente.

Acompaño las planchas correspondientes no como una solución, sino más bien para hacer resaltar la imposibilidad que existe de cambiar el canal antiguo ó introducir en él variaciones que lo hagan más ventajoso.

La toma la proyecto próxima al punto A, en la parte donde se estrechan los límites entre los cuales el río cambia de cauce. Se ha construido un dique transversal sumergible que tiene por objeto obligar al rio de formar cauce permanente hacia la costa de donde nace el canal.

Á fin de evitar la inundación del canal en la época de las crecientes se ha defendido el borde inferior. También se hace necesario construir el muro longitudinal, con este mismo objeto y con el de colocar en él las compuertas reguladoras.

Muro de la toma.—El espesor de este muro se ha calculado exactamente por el mismo procedimiento gráfico seguido para el del dique de defensa.

Por el diagrama que se ve en la plancha III, se puede notar que el espesor adoptado es superior al que da el cálculo. He proyectado así este muro por creerlo necesario al tratarse no de aguas tranquilas sino de una inmensa mole animada de gran velocidad que viene á chocar contra él aunque oblícuamente, y cuyo efecto destructor sólo nos lo daría la experiencia.

Compuertas. —Arrastrando el río en épocas de las crecientes piedras hasta de 30 kilógramos de peso, y si se dejaran abiertas las compuertas inferiores que se ven en la elevación del muro de la toma, el canal se embancaría fácilmente. En previsión de esto se ha proyectado también las compuertas superiores, que alimentarán el canal desde el momento que el río empieza á crecer cerrándose las otras compuertas.

He adoptado para dimensiones de los canales de entrada inferiores en el muro de 1 metro $\times$ 1.40 de taludes verticales.

El gasto de cada compuerta permaneciendo constante el nivel del agua á 1.40, lo obtengo del modo siguiente:

$$h = 1.40 \qquad I = 0.0025 \qquad l = 1.00$$

$$\chi = 1.40 m^2 \qquad \omega = 3.80 \qquad R = 0.37$$

Ahora

$$Q = \omega U = \omega C \sqrt{RI}.$$

La tabla de Bazin me da para R = 0.40

$$C = 79$$

de modo que

$$Q = 1.40 \times 79 \sqrt{0,37 \times 0,0025} = 3,36.$$

Las compuertas son 5, de manera que funcionando todas juntas consumirían 16.81 metros cúbicos.

El caudal de agua que se necesita para el riego son 12 metros cúbicos solamente.

Habíamos dicho que debe agregarse el 15 % para pérdidas por infiltración, evaporación, etc. que son 1.8 metros cúbicos.

Después se verá que los desarenadores consumen 0.75 metros cúbicos cada uno, lo que hace un total entre los tres de 2.25 metros cúbicos.

De manera que se tendría :

	Metros cúbicos
Agua necesaria para el riego............	12.00
15 % de pérdidas......................	1.80
Gasto de los desarenadores...............	2.25
Total.........	16.05

diez y seis metros cúbicos son proximamente los que deben entrar por las compuertas.

Para las compuertas superiores los datos son :

$$l = 1.20 \quad h = 1.00 \quad \omega = 1.20 \quad \chi = 3.20 \quad I = 0.02 \quad R = 0.40$$

$$Q = 1.20 \times 79 \sqrt{0,40 \times 0,02} = 8.53.$$

Las compuertas son dos, lo que hace un total de 17.06 que es próximamente lo que se necesita.

Dimensiones de las compuertas. — Las compuertas son de fundición, cierran y abren la entrada del agua en los canales, pudiendo por consiguiente regularla también según sean las necesidades del riego ó si es necesario dejar la mitad del agua del río para el otro departamento. Esta operación se ejecuta mediante la varilla que entra en una rueda tuerca que está movida por un piñón, el que, á su vez, lo está por una manivela.

Para determinar el espesor de la compuerta considero una aguja longitudinal l de ancho λ cargada con una altura H de agua (fig. III).

Sea un punto cualquiera M de la fibra media que esté situado á la distancia x debajo del nivel superior de las aguas altas. Considero un elemento rectangular λdx en dicho punto, el que soporta de afuera adentro una presión $\Pi\lambda x dx$ siendo Π el peso del metro cúbico del agua.

La presión total soportada por la aguja es :

$$P = \int_{H-l}^{H} \Pi\lambda x dx = \Pi\lambda \left[\frac{H^2}{2} - \frac{(H-l)^2}{2}\right] = \Pi\lambda \left(Hl - \frac{l^2}{2}\right)$$

Las reacciones en los apoyos A y B que denominaremos con Q y Q′ nos dan

$$Q + Q' = \Pi\lambda \left(Hl - \frac{l^2}{2}\right).$$

Tomemos ahora los momentos de las fuerzas con relación á un eje normal al plano de la figura que pasa por A.

El momento de la presión elemental será

$$\Pi\lambda x dx\,(H - x)$$

y el total de los momentos elementales será

$$\int_{H-l}^{H} \Pi\lambda x dx\,(H - x) = \Pi\lambda \left(\frac{Hl^2}{2} - \frac{l^3}{3}\right)$$

y

$$Q = \Pi\lambda l\,\frac{3H - 2l}{6}.$$

Fig I



Fig III

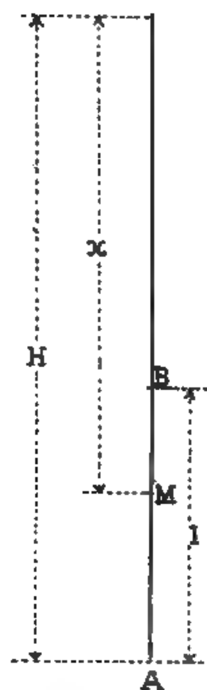


Fig II

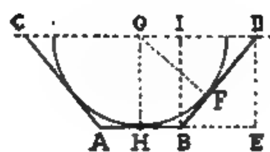
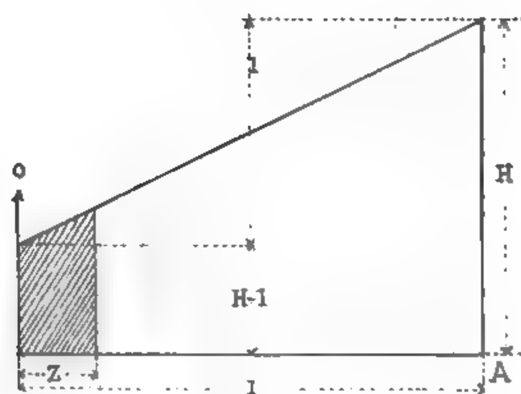


Fig IV



Para determinar el momento de flexión procedo de la manera siguiente:

El área del trapezio sombreado puede expresarse por (fig. IV)

$$\left(H - l + \frac{z}{2}\right)z$$

la presión

$$\left(H - l + \frac{z}{2}\right)z\Pi\lambda$$

y la distancia del centro de gravedad al apoyo izquierdo por

$$\frac{z\left[(H - l) + z + 2(H - l)\right]}{3(H - l + z + H - l)} = \frac{z\left[3(H - l) + z\right]}{3\left[2(H + l) + z\right]}$$

Luego tendremos para el momento de flexión la expresión

$$M = \gamma\Pi lz\left(\frac{3H - 2l}{6}\right) - \left(H - l + \frac{z}{2}\right)z\Pi\gamma\frac{z\left[3(H - l) + z\right]}{3\left[2(H - l) + z\right]} = \frac{3H\lambda\Pi lz - 2\lambda\Pi l^2 z - 3Hz^2\Pi\lambda + 3z^2\Pi\lambda l - \Pi\lambda z^3}{6}$$

Para tener el valor de z correspondiente al momento máximo de flexión, se iguala á cero la derivada primera de M con respecto á z

$$\frac{dM}{dz} = \frac{3H\lambda\Pi l - 2\lambda\Pi l^2 - 6H\Pi\lambda z + 6\Pi\lambda lz - 3\Pi\lambda z^2}{6}$$

ó sea

$$z^2 - 2(l - H)z + \frac{2}{3}l^2 - Hl = 0$$

luego

$$z = l - H + \sqrt{\frac{l}{3} + H^2 - Hl}.$$

Sustituyendo los valores que tienen en nuestro caso H y l resulta para z igual á 0^m80, es decir que el momento máximo se produce en el medio de la varilla.

Para una varilla cuyo ancho λ es igual á 0^m10, de longitud

$1^{m}60$ y una altura de agua $H = 6.10$ se obtiene para el momento de flexión $M = 131.30$ kgm.

Para encontrar el espesor de la varilla y por consiguiente el de la compuerta se procede como sigue.

$$M = \frac{RI}{\mu} = 131.30$$

para $R = 250$ kilógramos por centímetro cuadrado, se tendrá

$$\frac{I}{\mu} = \frac{131,30}{250} = 0,526 \text{ cm}^3 \quad \text{ó} \quad \frac{ab^2}{6} = 0,526,$$

lo que da para $b = 0,057$ metros.

He adoptado para mayor seguridad 0,08 y agregándole á la compuerta dos nervios en cruz para reforzar más, según se ha detallado en la plancha III.

Esfuerzo en el vástago. — La compuerta viene á tener las siguientes dimensiones $1^{m}70$ de alto por $1^{m}20$ de ancho y 0.08 de espesor.

Se mueve sobre una corredera de fierro á fin de facilitar la maniobra.

Llamando Q el esfuerzo en el vástago obtengo para su valor

$$Q = f\mathbf{P} \pm P \pm p \pm t.$$

Siendo f coeficiente de frotamiento igual á 0.20, **P** presión del agua en la compuerta, P peso de la compuerta, p peso del vástago y t peso del agua sobre el borde de la compuerta.

Los signos más se aplican para la subida, que para nuestro caso se necesita un esfuerzo mayor que para la bajada.

Aplicando los valores correspondientes obtengo

$$Q = 1.756 + 748 + 49 + 648 = 3.201 \text{ k}^{gr}.$$

Teniendo el vástago un diámetro de 0,04 trabaja á 2,56 kg. por milímetro cuadrado, lo que es admisible.

Esfuerzo en la manivela. — Para levantar lo hago mediante una rueda-tuerca de 0,60 de diámetro, por medio de la cual pasa el

vástago atornillado; esta rueda está movida por un piñón de 0.15, de diámetro, el que lo está á su vez por una manivela de 0.50 de radio.

La fórmula para determinar el esfuerzo en la manivela es, llamando R este esfuerzo,

$$R = \frac{Q}{\frac{d}{d'} \times \frac{\pi d''}{p}}$$

Siendo d, d', d'' diámetros respectivamente de la manivela, piñón y rueda-tuerca y p paso del tornillo.

Suponiendo que se pierda en el engranaje un 40 % se tiene

$$E = \frac{3.201}{377} = 8,49 \text{ k}^{\text{gr}}$$

lo que puede mover fácilmente un hombre.

Engranajes. — Para determinar el número de dientes de la rueda he hecho uso de las tablas de Reuleaux (página 524).

Teniendo la rueda un radio de 300 milímetros y un paso de 40 milímetros se tiene 309:40 = 7.50. En la tabla, columna 9 línea 5, se encuentra 7.48, que se acerca mucho y que debe tomarse; por consecuencia la rueda debe tener 40 + 7 = 47 dientes.

Ahora el radio debería tener 7.48 × 40 = 299.20, pero la diferencia es tan pequeña que se adoptan 300 milímetros.

He adoptado para dimensiones de los dientes anchos en la base de $0^{m}020$, altura 0.03, largo de 0,050, lo que el cálculo justifica, encontrando que los dientes trabajan á 1.50 proximamente por milímetro cuadrado, pudiendo trabajar á 2.5 perfectamente.

Las demás dimensiones de la rueda y manivela las he calculado igualmente con las fórmulas prácticas de Reuleaux.

Compuertas superiores. — Para encontrar las dimensiones, etc., de estas compuertas, se ha procedido exactamente lo mismo que para las inferiores.

Los canales en el muro tienen 1.20 de ancho por 1 de alto, teniendo la bóveda una flecha de $0^{m}20$, lo mismo que las de los inferiores.

Al salir del muro tiene cuatro caidas sucesivas de $0^{m}50$ cada una

y una de 0.10 al entrar al depósito. El agua va á chocar contra un entramado de madera que tiene por objeto destruir en parte su velocidad adquirida, á fin de que entre tranquila en el canal excavado en tierra.

La compuerta tiene 1^m40 de ancho por 1^m30 de alto y 0^m04 de espesor.

Los nervios de 1^m75 de largo, 0^m05 de ancho y 0^m04 de espesor; la varilla ó vástago tiene 0^m04 de espesor. Las demás dimensiones se han tomado las mismas que para las inferiores.

Desarenadores. — En la parte donde presenta mayor anchura el lecho del río en la época de las crecientes, se han proyectado tres desarenadores, que consisten en orificios de 0^m82 de ancho por 0^m30 de alto, abiertos desde el plan del canal en mampostería de piedra y de manera á facilitar la salida de la arena impulsada por la presión de una altura de agua de 1^m90. Están provistas de compuertas de madera dura con correderas de fierro.

El gasto de cada orificio se calcula considerando que la vena fluida sufre en este caso una contracción incompleta. La fórmula es:

$$Q = m' \omega \sqrt{2gh}$$

en que $m' = m(1 + 0{,}15\theta)$ donde m es el coeficiente para orificios cuando la vena fluida sufre una contracción completa y θ es la fracción del perímetro del orificio sobre el cual la contracción se encuentra así suprimida, según experiencias de Bidone.

Resulta un gasto de 0.75 metros cúbicos por segundo para una altura de agua de 1^m90.

A fin de que el canal pueda además de alimentar el agua necesaria para el riego, teniendo en cuenta las pérdidas por infiltración, etc., el gasto de los desarenadores, he levantado los bordes del canal hasta el punto donde está situado el último, de 0.15 m. lo que ocasiona un aumento del caudal en 2.40 m^3, lo que basta, puesto que los tres desarenadores sólo gastan 2.25 m^3.

Canal de descarga. — He utilizado la compuerta que existe en el punto B para descargar el canal en caso necesario, evitándose así el gasto de la construcción de un canal especial de descarga.

DIQUE TRANSVERSAL SUMERGIBLE

El río Salí atraviesa un valle poblado antes de pasar por la garganta estrecha donde se ha proyectado la toma de agua.

Existe en seco un cauce que en otros tiempos pertenecía á este río, que pasa próximo á la ciudad.

Si se levantara el cauce actual algunos metros, el río volvería á tomar el antiguo, lo que ocasionaría perjuicios de mucha importancia.

Para obtener riego permanente por medio de un canal derivado de un río de equilibrio instable como el Salí, en que cambian notablemente de posición los bancos de arena y piedra después de cada creciente, alejando ó acercando el cauce ó los varios en que se subdivide, de las orillas, no existe otro medio que la construcción de diques presas en puntos adecuados.

El dique presa no podría construirse en nuestro caso, por cuanto él produciría necesariamente la inundación permanente del valle y llevaría el río por el cauce antiguo, produciendo los inconvenientes anotados.

No queda, pues, sino la ejecución de un dique transversal sumergible, que tendrá por objeto facilitar el pasaje de las aguas próximo á la margen donde se proyectó la toma. La altura tendrá que ser pequeña á fin de evitar la inundación del valle y el cambio de cauce.

Está proyectado de hormigón, fundado en la tosca y revestido con piedra labrada de espesor grande. Todos los materiales que entran en su construcción se consiguen en la localidad.

En la parte próxima á la toma se han levantado pilares de altura variable, que tienen por objeto represar el agua por medio de tablas dejando intersticios inferiores para dar paso á la arena.

Planta. — En la plancha IV se ha dibujado la planta del dique transversal.

Éste empieza en la margen izquierda, siendo normal á la dirección de la corriente en una longitud de 85 metros, quebrándose con un ángulo de 32° en cuya dirección tiene 40 metros. Hasta aquí el

muro conserva la altura constante de 2m50 sobre el nivel del lecho.

Á partir de este punto, el muro vuelve á ser normal á la dirección de la corriente, pero su altura disminuye hasta tener uno á los 65 metros. Continúa diez metros con esta altura, pero todo inclinado con la pendiente de 5 %.

La parte culminante del dique llega á unos centímetros más abajo que la base de las compuertas inferiores.

Construido en esta forma, el dique modifica la configuración local del lecho del río. El primer trozo levanta éste anticipadamente en la margen izquierda, de manera que la corriente principal tiende a pasar por la orilla opuesta donde está situada la toma.

Si el dique hubiera sido todo recto, normal á la dirección de la corriente, se hubiera obtenido una economía en la construcción, pero en cambio disminuía notablemente la sección transversal en dicho punto, que, según se ha dicho antes, podría ser un inconveniente por lo que el río pudiera cambiar de cauce. En la forma proyectada y según se ve en la plancha IV, por los cortes hechos, esta disminución se reparte en dos puntos distintos.

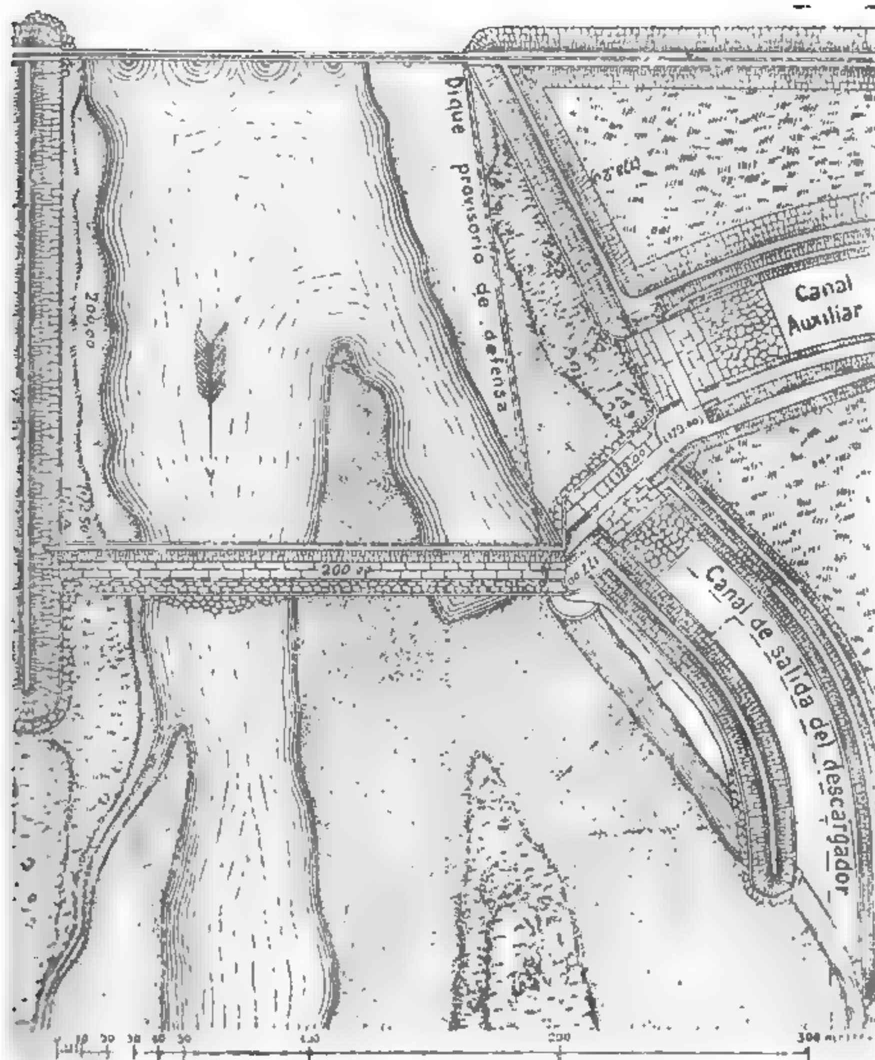
Por otra parte, se nota fácilmente que con un dique de forma rectilínea, de 190 metros de largo en un río de equilibrio instable no se conseguiría modificar la configuración del lecho, de manera que los inconvenientes se presentarían casi idénticamente que cuando no existía dicha construcción.

Con el dique transversal sumergible, tal como lo he proyectado, no creo que pueda conseguirse agua permanente en la toma, sino que se facilitará notablemente su acceso, disminuyendo el tiempo de las interrupciones y tal vez su número.

Las defensas de los bordes del canal y los desarenadores proyectados son obras que complementan al dique y á la toma en el sentido que se acaba de indicar.

Seccion transversal. — En la plancha IV se ve las secciones transversales en diversas partes del dique, ellas están formadas por tres arcos de círculos.

La sección adoptada así, tiene por objeto, en primer lugar, dejar pasaje fácil á los materiales de arrastre y no presentar á la corriente una superficie plana en que actuar, viniendo ella animada de una gran velocidad y teniendo, por consiguiente, un poder destructor considerable.



Canal auxiliar Cavour: plano general de la derivacion



Barrera de la toma de agua

La curva que hacen las aguas al caer de un tajamar, se aproxima, como se sabe, á una parábola. Es esta curva la que debía construirse para la segunda parte de la sección transversal, pero la que se ha trazado es más fácil de ejecutarla y satisface igualmente al objeto de evitar que al caer las aguas formen remolino y socaven la base del dique.

Este mismo tipo de dique ha sido construido con resultados satisfactorios en Alicante para la toma de agua denominada de Muchaniel.

Este dique es perpendicular al eje del torrente y ocupa un ancho de 46 metros, tiene $2^{m}77$ de altura y su sección transversal es una especie de doble talón, como la adoptada para mi proyecto, tiene un ancho en la base de $19^{m}40$. El nuestro tiene una altura de $2^{m}50$ y de ancho $14^{m}60$, en una parte, y en la otra $1^{m}00$ por $6^{m}20$.

He sabido últimamente que el ingeniero Cipoleti ha proyectado la toma definitiva en este mismo punto, tomando como tipo el del canal Cavour, el que deriva 70 metros cúbicos de agua por segundo; ha sido hecho por medio de un dique transversal sumergible, cuya sección y plano adjunto.

La altura de esta *barrage* ha sido calculada con relación á la cota de altitud de $176^{m}20$, determinada durante la más fuerte creciente del Dora Baltea de 3150 metros cúbicos aguas abajo de la barrage, de manera á llevar el nivel del vértice de los diques longitudinales á 179 metros.

La sección comprende una parte horizontal seguida de un plano inclinado de $3^{m}60$ en la base por 1 de altura, proyectándose horizontalmente sobre una longitud de 4.50 y de otra parte horizontal de 8.10 de largo.

La fundación del dique transversal es de hormigón sobre el terreno natural, á la profundidad de 3.25.

La cresta está revestida con piedra tallada, el plano inclinado y el plano horizontal están recubiertos con gruesas piedras retenidas entre sí por ligaduras.

Este proyecto fué confeccionado por el ingeniero Suninno.

Existen otros tipos diversos de diques transversales sumergibles, como los del canal Verdón de la ciudad de Aix, la barrera del Chelif y sobre todo el de los diques construidos en el Nilo, que tienen proximamente un kilómetro de largo, 34 metros de ancho y 5 metros de alto. Los tres canales que deriva gastan 7000 metros cúbicos por segundo.

El ingeniero Cipoleti aprovecha la misma barrera que proyecta para derivar dos canales, uno en cada margen del río.

Los tipos de estas barreras varían completamente de un río á otro, de manera que no existe un criterio fijo y determinado para la proyectación de esta clase de obras, siendo más bien el resultado del juicio personal del ingeniero, después del conocimiento que adquiere del régimen del río donde se proyecta la obra, de la naturaleza de su lecho, de su poder destructor, de la configuración del terreno por donde corre, etc.

De todas las obras que he consultado para proyectar el dique transversal sumergible, en ninguna he encontrado cálculos que con ellos se relacionen.

Conservación. — Para calcular los gastos de conservación y reparaciones del canal de irrigación se necesita tener elementos que sólo la experiencia puede darlos, además de otros que son peculiares á cada localidad.

Para este problema me limitaré á tomar un término medio del tanto por ciento que se ha aplicado en el cálculo para varios canales modernos en Europa ; este término varía entre 0.75 % á 1.50 % del costo de la obra.

Costo aproximado del canal antiguo...........	$	320.000
Importe según presupuesto de las nuevas obras.		704.458
Costo total.................	$	1.024.458

1 % conservación y reparaciónes: 10.244 58 $.

Metro cúbico de agua. — Para calcular el costo del metro cúbico continuo de agua, se toma en cuenta además de los gastos de conservación y reparación el interés y amortización del capital empleado.

Gastos de la obra.........................		1.024.458 00
Interés y amortización al 10 %.	102.445 80	
Gastos de conservación y reparaciones................	10.244 58	
	112.690 38	

Gasto del canal : 12 metros cúbicos por segundo.

$$\text{Costo del metro cúbico} = \frac{112.690\ 38}{12} = 9.390\ 83.$$

Ahora como el metro cúbico continuo por segundo representa al año 86.400 × 365 × 1^{m3} = 31.536 metros cúbicos, de manera que el metro cúbico de agua efectivo viene á costar 9390.83 : 31.536 = 0,00002 $, lo que es muy bajo, puesto que en Europa varía este precio entre 0^{fr}0008 y 0^{fr}0063.

Por ejemplo, el precio del metro cúbico continuo del canal Cavour que he citado antes es de 33.600 francos, y este es contado entre los de bajo precio.

II

PROYECTO DE DIQUE DE DEFENSA

Perfil. — Existen diversos tipos que pueden reducirse á dos generales: primero, el de paramentos rectos; segundo, el de paramentos curvos, presentando su concavidad hacia el terraplén. De los primeros pueden tener sus paramentos verticales, ó vertical uno é inclinado el otro, en cualquier sentido el interior y solamente hacia el terraplen el otro. Existen también algunos tipos con su paramento interior escalonado.

Entre los distintos perfiles que he examinado, encontré el más conveniente á la estabilidad y economía de material, el de paramento exterior vertical y el interno con una inclinación de $^1/_7$ que se encuentra dentro de los límites establecidos de $^1/_5$ á $^1/_{10}$.

Siendo la presión de las aguas el esfuerzo mayor que recibe el muro y á medida que se desciende la curva de las presiones se aleja de la línea mediana, era conveniente, pues, establecer la inclinación del talud en el sentido indicado.

Con el objeto de obtener mayor estabilidad podría adoptarse el paramento interno escalonado, pero es á condición de un mayor gasto de material, puesto que para calcular el muro en este caso se le considera como si tuviera dicho paramento inclinado, sirviendo de línea de inclinación la que pasa por la mitad de los escalones.

El perfil con los dos paramentos verticales no ofrece mayor estabilidad ni economía de material, habría conveniencia de adoptarlo,

en el caso en que la curva de las presiones cambiara de posición, de un lado á otro de la mediana y de cantidades más ó menos iguales. Esto no sucede con nuestro muro, el que después de estar sometido á la presión de las aguas y de las tierras á alturas sensiblemente iguales, queda cuando pasan las crecientes, sometido únicamente al empuje de las tierras á menos de la mitad de su altura, una vez que quedan rellenadas todas las socavaciones producidas por las crecientes.

El de paramentos curvos sólo se usa para cuando las presiones son del mismo sentido; para empuje de tierra solamente, por ejemplo.

Para el cálculo de las dimensiones del muro, se ha tomado el caso más desfavorable, que sería aquel en que las aguas han llegado á su mayor altura observada; á esta columna de agua se le agrega la de las socavaciones que se producen para las grandes crecientes y han llegado á ser hasta de 5 metros de profundidad.

He adoptado para dimensiones del muro para el caso posible de que las crecientes subieran un metro más que las hasta ahora observadas, teniendo en cuenta que se trata de la defensa de una ciudad contra las inundaciones del río.

Empuje de las tierras.— Para determinar la magnitud del empuje de las tierras en un muro de sostenimiento se han seguido dos métodos distintos. El primero, basado en la teoría denominada «del prisma de máximo empuje»; y el segundo, más moderno, fundado en la teoría inventada por Rankine Winkler y otros, llamada «del empuje de un trozo de tierra ilimitado».

Ambos métodos se encuentran desarrollados en la «Enciclopedia del ingeniero» compilada por Edward Heusinger von Waldegg.

He adoptado el primero, por emplearse éste más generalmente en el caso de ser el muro y la superficie libre de la tierra, normales al plano de la figura.

Además, éste es más ventajoso por su sencillez en caso que la línea directriz de la superficie del terreno sea una quebrada ó una línea cualquiera y también admite la hipótesis que el empuje de las tierras actúe sobre el muro bajo el ángulo de frotamiento de la tierra con la mampostería.

Respecto á la dirección del empuje, los autores están muy divididos. Culomb, fundador de la teoría del prisma de máximo empuje,

Romay, Navier y otros admiten que esa dirección es siempre normal al paramento del muro, opinión aceptada hasta hoy por muchos autores, teniendo en cuenta la mayor seguridad que ofrece para su cálculo. Experiencias hechas por el ingeniero inglés Raker, Ardant y Häseler, separadamente, demuestran no ser horizontal este empuje.

Otros autores aceptan para la dirección del empuje el ángulo de frotamiento entre la tierra y el muro; pero las experiencias hechas para su determinación son pocas y difieren mucho por la diversidad en la naturaleza de las tierras y muros empleados en ellas, lo mismo que en la manera de efectuar dichas experiencias.

Poncelet y Mosseley dan los valores 27°2′, 21°48′ y 18°47′. El coronel Aude da 26°34′. Grugnola aconseja tomar este último, como término medio, que tiene la ventaja de poderse construir gráficamente por tener una cotangente igual á 0.50.

Scheffer, Ott, Curioni y otros, toman iguales el ángulo que el empuje forma con la normal al paramento y el del talud natural de las tierras, porque al desprenderse el prisma de tierra fricciona, no sobre el muro, sino sobre una capa de tierra adherida á él de manera que el frotamiento se efectúa como si fuera entre dos trozos de tierra.

He adoptado para el cálculo del muro, el valor dado por Poncelet de 27°2′, que es menor que el ángulo del talud natural de las tierras para las cuales he tomado el de 30° que da Planat.

Determinación del empuje.—Las fuerzas que hacen mantener en equilibrio las moléculas de un trozo de tierra son dos: el frotamiento y la cohesión.

La cohesión es proporcional á las superficies de contacto é independiente de la presión mutua. Para el cálculo de los muros de contensión, esta fuerza se la considera nula, puesto que al desprenderse el prisma de tierra ella cesa de actuar.

El frotamiento es fuerza independiente delas su perficies de contacto, de la velocidad relativa entre ciertos límites, y proporcional á la componente normal de la presión mutua.

El talud natural de las tierras es debido á esta fuerza, variable con la naturaleza de ellas y sus grados de humedad. Estas son de aluvión, cuyo peso lo he tomado de 1800 k. el metro cúbico y un ángulo de frotamiento de 30°.

Incluyo en seguida una demostración del procedimiento gráfico que he usado, en la figura I de la plancha V.

Sea AB el paramento interior del muro, BC el límite de la superficie de las tierras y AC el talud natural de las mismas.

Tomo la longitud de un metro de muro normal al plano de la figura.

Á fin de facilitar la expresión, llamo γ el peso del metro cúbico de tierra, φ ángulo del talud natural, φ' ángulo de frotamiento entre muro y tierra.

Cortando el trozo de tierra con un plano AP que haga un ángulo cualquiera α con el horizonte, el prisma triangular ABP al ceder la pared, descenderá entre dos planos AB y AP, cuando el peso del prisma pueda vencer las resistencias al frotamiento sobre dichos planos.

Sean E y R las presiones en el estado límite de equilibrio que la pared AB y el plano AP ejercen sobre el prisma; la E hace con la normal á la pared el ángulo φ' y la R con la normal á PA el ángulo φ. Representemos por G el peso del prisma ABP y construyamos el polígono de las fuerzas.

Trazo PJ haciendo con AC el ángulo $\beta = (90^\circ - \varphi')$; resultará que el triángulo de las fuerzas será semejante al APJ por tener ángulos iguales, de consiguiente puede tomarse el primero como representativo de las fuerzas.

Se corresponden: AJ y G; PJ y E; AP y R.

De la semejanza de estos triángulos se saca:

$$E = G \frac{PJ}{AJ} \qquad (1)$$

Si trazamos BH paralela á PJ se puede poner en lugar del peso G la expresión

$$G = \gamma \text{ sup. } ABP = \frac{\gamma}{2} AP \times Bs$$

pero $$Bs = BS \text{ sen } BSA = BS \text{ sen } (\alpha + \beta - \varphi)$$

luego $$G = \frac{\gamma}{2} AP \times BS \text{ sen } (\alpha + \beta - \varphi)$$

por consiguiente $$E = \frac{\gamma}{2} \frac{AP}{AJ} PJ \times BS \text{ sen } (\alpha + \beta - \varphi)$$

Del triángulo APJ se saca

$$\frac{AP}{AJ} = \frac{\text{sen } \beta}{\text{sen } (APJ)} = \frac{\text{sen } \beta}{\text{sen } (\alpha + \beta - \varphi)}$$

que sustituido en la anterior, resulta finalmente :

$$E = \frac{\gamma}{2} [PJ \times BS] \text{ sen } \beta.$$

De todos los valores que pueda tener el empuje E interesa conocer el máximo, que será cuando se tenga PJ = BS de modo que

$$E \text{ máx.} = \frac{\gamma \text{ sen } \beta}{2} [PJ]^2. \qquad (2)$$

La superficie AP según la cual se desprende el prisma de máximo empuje, se llama superficie de ruptura y tiene una gran importancia, puesto que es necesario su determinación para el cálculo de los esfuerzos desarrollados sobre el muro por las tierras.

La fórmula (2) nos da el valor del empuje máximo, que se busca. Lo calcularemos por el siguiente procedimiento.

Si se traza por P una paralela á AB hasta su encuentro en L con el talud natural de las tierras y por este punto una paralela á BH hasta interceptar la superficie de ruptura, se obtendrá por la semejanza de los triángulos APJ y AML,

$$PJ = ML \frac{AJ}{AL}$$

que sustituido en la (1) resulta :

$$E = G \frac{LM}{AL}. \qquad (3)$$

G era igual á $\gamma \times$ sup. ABP, ó lo que es igual $\gamma \times$ sup. ABL ;

luego : $$G = \gamma \frac{AL \times BD}{2}$$

por consiguiente : $$E = \gamma \frac{LM \times BD}{2}.$$

Fórmula que nos da para valor del empuje, la densidad de las tierras multiplicada por la superficie de un triángulo cuya base es LM y de altura BD.

Triángulo de empuje.— El triángulo cuya base es LM y de altura BD, puede convertirse en otro denominado triángulo de empuje, cuya altura es la del muro y que es de suma importancia para el cálculo de los muros, sirviendo para distribuir la presión de las tierras sobre él.

La presión en un punto cualquiera del paramento interno, es proporcional á la ordenada de dicho triángulo y en un elemento lo es á la superficie de la parte de dicho triángulo comprendida entre las dos ordenadas que se tracen por los puntos límites del elemento.

El punto de aplicación de estos empujes elementales se encuentra sobre el paramento á la altura de los centros de gravedad de las correspondientes superficies de empuje.

El empuje encontrado para nuestro muro es

$$\frac{9.866 \times 4}{2} \times 2 = 39.464 \text{ kig.}$$

luego la base del triángulo de empuje será para una altura de 10^m50 que tiene el muro

$$\frac{9.866 \times 4}{2} = \frac{10.50}{2} = 3^m7585.$$

Determinación de la superficie de ruptura. — El máximo empuje se verificaba cuando se tenía PJ = BS, lo que determina la igualdad de los triángulos ABP y APJ; luego AP divide por mitad la superficie ABPJ.

Si trazamos HF y JN paralelas á AB se tiene por la semejanza de los triángulos

CNJ, CFH y CAB

$$\frac{BN}{BF} = \frac{AJ}{AH} \qquad (4)$$

pero de los triángulos ASH y APJ, se tiene

$$\frac{AJ}{AH}=\frac{PJ}{SH}=\frac{PJ}{BH-BS}=\frac{PJ}{BH-PJ},$$

y como de los triángulos CPJ y CBH se saca que $BH=PJ\,\frac{BC}{PC}$, tendremos,

$$\frac{AJ}{AH}=\frac{PC}{BC-PC}=\frac{PC}{BP}$$

también se tiene que

$$\frac{AJ}{AH}=\frac{PC}{BP}=\frac{JC}{HJ}=\frac{CN}{FN};$$

que reemplazado en la (4), nos da :

$$\frac{BN}{BF}=\frac{PC}{BP}=\frac{NC}{FN} \qquad (5)$$

De aquí se deduce :

$$PC\times FN=BP\times NC; \qquad PC\times BF=BP\times BN,$$

sumadas ordenadamente tendremos :

$$PC\,[BF+FN]=BP\,[BN+NC]$$

ó lo que es igual $\frac{PC}{BP}=\frac{BC}{BN}$; finalmente de la (5):

$$\frac{BC}{BN}=\frac{BN}{BF}$$

lo que nos dice que BN es media proporcional entre BC y BF.

Construcción. — Trazo una circunferencia con diámetro BC, levanto la ordenada en F, BT es media proporcional entre BC y BF; en consecuencia tomando BN = BK, trazando NJ paralela á BA, y de J otra paralela á BH hasta encontrar en P á la línea BC, tendremos en AP la superficie de ruptura.

Presión del agua.— La presión del agua contra los muros, es normal á cada elemento de la superficie mojada, é igual al peso de una columna de agua que tenga por altura la distancia del elemento á la superficie libre del agua y por sección recta el elemento superficial mismo.

Formando un triángulo rectángulo sobre el paramento exterior del muro EDJ, cuya base es igual á la altura del agua, esto es de $10^{m}50$ para el caso posible de mayores crecientes y de $9^{m}50$ para las observadas. Considero, como para el empuje de las tierras, un metro de muro normal al plano de la figura, de manera que multiplicando las superficies de los triángulos construidos por la densidad del agua, obtengo la presión buscada.

Estos triángulos desempeñan el mismo rol que el de empuje de las tierras.

Reducciones.— Á fin de facilitar el cálculo, es conveniente reducir las superficies de los triángulos de presión y de empuje, de manera que se refieran á la misma densidad, para lo cual hemos tomado la del muro de piedra que es de 2000 kilógramos.

Para el triángulo de empuje teníamos una base de 3.7585, la que multiplicada por la relación de densidades nos da

$$\frac{1800}{2000} \times 3,7585 = 3,38265.$$

Para el triángulo de las presiones en el caso de mayores crecientes observadas, tomando para densidad del agua aproximadamente igual á 1 : $\frac{1000}{2000}\, 9^{m}50 = 4.75$. Para el caso de crecientes mayores en 1 metro, nos da

$$\frac{1000}{2000}\, 10.50 = 5.25.$$

Las cantidades obtenidas son las nuevas bases para los respectivos triángulos, cuyas superficies multiplicadas por la densidad 2000 kilógramos de la mampostería de piedra, dan los empujes.

Los triángulos obtenidos para la presión de las aguas, nos dan la presión en cualquier elemento, siendo ésta normal al elemento y aplicada á la misma altura que el centro de gravedad de la corres-

pondiente superficie de empuje, y proporcional á dicha superficie.

Curvas de las presiones.—Divido el muro en cinco trozos de $2^{m}10$, por medio de planos horizontales, teniendo cada trozo una sección trapezoidal.

Para construir la curva de las presiones, determino los centros de gravedad de estos trozos, que son los puntos de aplicación del peso de la mampostería.

Determino igualmente los centros de presión debida á los empujes del agua y de las tierras, para lo cual prolongo los planos divisorios del muro, subdividiendo así los triángulos de empuje en cinco partes respectivamente, y en seguida proyecto horizontalmente los centros de gravedad de las figuras resultantes hasta los paramentos del muro.

La escala de las fuerzas se obtiene fácilmente, teniendo en cuenta que las superficies que representan las fuerzas á que está sometido el muro, están referidas á la misma densidad, y como todas las figuras elementales tienen la misma altura, se puede tomar la otra dimensión para indicar las fuerzas. He tomado la mitad de esta dimensión.

Considero uno cualquiera de los trozos, por ejemplo el primero :

$$\frac{3.80 + 3.50}{2} \times 2.10 \times 2000 = 15.330 \text{ kilógramos.}$$

Ahora los 15.330 kilógramos están representados por $0^{m}027375$, de manera que 1^{mm} representa 56 kilógramos.

En general, para la escala del polígono de las fuerzas, cuando el perfil del muro y la superficie de empuje están en la escala de $1 : n$ la longitud en metros y los pesos en kilógramos, se tiene que 1^{mm} del polígono de las fuerzas representa $n \frac{\Delta h \gamma}{1000}$ kilógramos, en que Δh representa la altura del trozo, y γ la densidad.

Después de haber trazado el polígono de las fuerzas desde un punto cualquiera, por medio de paralelas á las tres fuerzas que actúan en cada trozo, esto es, el empuje de las aguas, el peso propio del trozo y el empuje de las tierras, paso á construir el correspondiente polígono de las presiones en el perfil del muro que está constituido por la línea que resulta de unir los puntos de encuentro de las resultantes sucesivas, con las juntas respectivas.

Este polígono, así construido, es lo que se llama la curva de las presiones (fig. 2 y 3, lám. V).

Estabilidad del muro. — Para que el muro esté en condiciones perfectas de estabilidad, es decir, que en ninguna de sus secciones trabaje en dos sentidos, es necesario que la curva de las presiones permanezca siempre dentro del núcleo central formado por las líneas que pasan por los puntos que dividen en tres partes las juntas.

El perfil adoptado para el muro es aquel que se sostendría en el caso posible de producirse crecientes mayores que las observadas hasta ahora, como se verá por la curva de las presiones de la figura 3, que permanece dentro del núcleo central, lo que prueba su estabilidad.

Resistencia al resbalamiento.—No basta que el muro no pueda ser derribado girando al rededor de una de sus aristas, sino también es necesario impedir que se produzca un resbalamiento en su base, ó lo que es lo mismo, es necesario que el frotamiento suceptible de producirse á lo largo de esta junta, sea suficiente al menos para anular la componente horizontal B_5C_5 de la resultante total AC_5 (fig. 2, pl. VI), fuerza que tiende á producir el resbalamiento.

Es fácil de constatar gráficamente si esta condición está llenada.

El coeficiente de frotamiento es conocido experimentalmente. Planat, trae en la página 789 de la *Mecánica aplicada á la resistencia de los materiales,* el siguiente cuadro :

Para mampostería sobre mortero fresco de....	0,50 á 0,70
Mampostería sobre tierra ó sobre arena ordinaria..................................	0,57
Mampostería sobre arcilla seca.............	0,57
Mampostería sobre arcilla humedecida.......	0,30

En nuestro caso, es el primero por tener nuestro muro aún 1.50 más de mampostería de piedra hasta la fundación sobre piedra bruta. De manera que he adoptado un término medio, es decir, 0,60.

La relación entre la parte 0,60 de la componente vertical con la componente horizontal, debe entonces ser mayor que la unidad.

Con el objeto de encontrar estas relaciones en todas las

juntas, se ha tomado á partir de B (fig. 2, pl. VI) la cantidad $B_5D_5 = 0.60 \times AB_5$, y uniendo D_5 con A, se tendrá representado en B_5D_5, B_4D_4, etc., el frotamiento desarrollado en cada junta.

Ahora las relaciones $\frac{B_5C_5}{B_5D_5}$, $\frac{B_4C_4}{B_4D_4}$, etc., nos indican el grado de estabilidad del muro al resbalamiento.

Se hace necesario reducir á un común denominador todas estas relaciones, á fin de poderlas comparar entre sí, lo que se hace gráficamente de una manera muy fácil. En efecto, adopto 100^{mm} para este denominador, tomo á partir de un punto fijo á los denominadores B_5D_5, B_4D_4, etc., en $\overline{0a}$, $\overline{04}$, $\overline{03}$, etc. (fig. 3, pl. VI), y sobre estos puntos levanto como ordenadas los numeradores B_5C_5, B_4C_4, etc., en $\overline{a5}$, $\overline{44}$, etc., y proyectando los puntos $\overline{5}$, 4, 3, etc., desde el punto $\underline{0}$ hasta su encuentro con la ordenada levantada á los 100^{mm} se obtienen valores de los numeradores centesimales.

Llevando estos valores á partir de una vertical *ab* (fig. 4, pl. VI), sobre ordenadas horizontales correspondientes á cada punto, y uniendo los extremos de estas ordenadas se ha formado el diagrama que nos indica el grado de estabilidad del muro, respecto al resbalamiento.

Como se ve en el dibujo, estas relaciones distan mucho del límite de equilibrio, por consiguiente, no hay que temer el resbalamiento en ninguna de las juntas del muro.

Estabilidad á la rotación.—Para que el muro no pueda girar alrededor de la arista exterior, es necesario que el momento de la componente vertical con respecto á esa arista, sea mayor que el momento de la componente horizontal.

Para hallar los momentos dados por las componentes horizontales se han proyectado desde un punto O_1 (fig. 2, pl. VI), los segmentos que forman estas componentes y trazado el polígono funicular correspondiente EFG (fig. 2', pl. VI).

Los segmentos interceptados por este polígono y su primer lado FG sobre las prolongaciones de las juntas del muro, multiplicados por la distancia polar, nos dan los momentos de las cuplas que tienden á hacer girar el muro alrededor del extremo exterior de cada junta.

Existe otro método, llamado del haz funicular, que trae Saviotti en su *Estática gráfica,* lo mismo que todo el estudio que hago del muro.

Ahora, para obtener los momentos de las cuplas que tienden á impedir la rotación, se ha proyectado el polígono de las acciones componentes verticales AB_5 de un polo O_2 que dista de AB_5, lo mismo que O_1 de B_5C_5. Construyendo después el polígono funicular correspondiente, para lo cual he levantado verticales por los puntos de acción de cada una de estas componentes.

Como en el caso anterior, la parte interceptada por este polígono funicular y su primer lado, sobre las verticales levantadas en los puntos de giración multiplicados por la distancia polar nos dan los momentos buscados.

La relación entre estos momentos y los determinados anteriormente, indican las condiciones de estabilidad del muro respecto á la rotación. Como la distancia polar es la misma para los dos casos, estas relaciones son iguales á las de los segmentos interceptados por los polígonos funiculares respectivos.

Para poder comparar entre sí estas relaciones, se ha procedido de un modo enteramente análogo al caso de la resistencia al resbalamiento (fig. 4, pl. VI), formándose igualmente el diagrama relativo á la rotación y que por el dibujo se ve que dista mucho del límite de equilibrio, lo que indica que está asegurada la estabilidad del muro á la rotación.

Presiones unitarias medias.— Para obtener estas presiones se han trazado por los puntos B_5, B_4, etc. (figura 2) que determinan las componentes verticales que ejercen presion en cada junta, rectas horizontales sobre las que se han tomado las dimensiones C_5M_1 iguales á tres veces la longitud de las juntas correspondientes, á fin de evitar la convergencia que se produciría si se tomaran una sola vez y proyectados desde el punto O_3 los extremos M_1, etc., de estas ordenadas.

Marcando á partir de los extremos M_1, etc., en M_1M_2 etc., la unidad correspondiente según la escala y levantando normales en estos puntos, tendremos en M_2M_3, etc., las presiones unitarias medias sobre cada junta, lo que se probaría fácilmente comparando los triángulos semejantes OC_5M_1, y $M_1M_2M_3$.

Llevando estas longitudes g_1 g_2 á partir de una vertical $O5$ (figura 5, plancha VI) sobre las rectas correspondientes á cada junta, se ha formado el diagrama cuyas ordenadas horizontales representan las presiones unitarias sobre todas las juntas del muro.

Presiones unitarias máximas sobre las aristas interiores.— Estas

presiones se han determinado para todas las juntas, por el procedimiento que se indica en seguida para la última junta.

Se ha dividido la junta en tres partes iguales, 5M, MN y N5' y sobre las verticales levantadas en los extremos 5 y 5' se han llevado las distancias de los puntos de división M y N á la curva de las presiones, pero de manera que $5a = X_5 N$ y $5b = X_5 M$ y unidos los puntos *ab* prolongando la recta correspondiente hasta encontrar en O á la 55'.

En seguida se ha llevado la presión unitaria media g_5 como ordenada del centro de la junta en CC'; uniendo el punto C', con O se tendrá en 5 A la presión unitaria máxima sobre la arista interior.

Este trazado es la traducción gráfica de la fórmula que nos da la presión máxima según la ley del trapecio.

En efecto, la fórmula es

$$\text{P máx.} = \frac{N}{l}\left[1 + \frac{6\delta}{l}\right]$$

en la que N representa la componente vertical de la fuerza resultante que actúa sobre la junta, l la longitud de la junta y δ la distancia del punto medio al centro de presión.

En nuestro caso, tenemos que :

$$5\,5' = l, \qquad CX_5 = \delta, \qquad CC' = g_5 = \frac{N}{l},$$

de manera que

$$NX_5 = 5a = \frac{l}{6} + \delta$$

$$MX5 = 5'b = \frac{l}{6} - \delta$$

$$C5 = C5' = \frac{l}{2}.$$

Ahora de los dos triángulos 5AO y CC'O se saca

$$5A = \frac{N}{l}\,\frac{l + 5'0}{\frac{l}{2} + 5'0}$$

Presión del agua.— La presión del agua contra los muros, es normal á cada elemento de la superficie mojada, é igual al peso de una columna de agua que tenga por altura la distancia del elemento á la superficie libre del agua y por sección recta el elemento superficial mismo.

Formando un triángulo rectángulo sobre el paramento exterior del muro EDJ, cuya base es igual á la altura del agua, esto es de $10^{m}50$ para el caso posible de mayores crecientes y de $9^{m}50$ para las observadas. Considero, como para el empuje de las tierras, un metro de muro normal al plano de la figura, de manera que multiplicando las superficies de los triángulos construidos por la densidad del agua, obtengo la presión buscada.

Estos triángulos desempeñan el mismo rol que el de empuje de las tierras.

Reducciones.– Á fin de facilitar el cálculo, es conveniente reducir las superficies de los triángulos de presión y de empuje, de manera que se refieran á la misma densidad, para lo cual hemos tomado la del muro de piedra que es de 2000 kilógramos.

Para el triángulo de empuje teníamos una base de 3.7585, la que multiplicada por la relación de densidades nos da

$$\frac{1800}{2000} \times 3,7585 = 3,38265.$$

Para el triángulo de las presiones en el caso de mayores crecientes observadas, tomando para densidad del agua aproximadamente igual á 1 : $\frac{1000}{2000}\, 9^{m}50 = 4.75$. Para el caso de crecientes mayores en 1 metro, nos da

$$\frac{1000}{2000}\, 10.50 = 5.25.$$

Las cantidades obtenidas son las nuevas bases para los respectivos triángulos, cuyas superficies multiplicadas por la densidad 2000 kilógramos de la mampostería de piedra, dan los empujes.

Los triángulos obtenidos para la presión de las aguas, nos dan la presión en cualquier elemento, siendo ésta normal al elemento y aplicada á la misma altura que el centro de gravedad de la corres-



ƷACION-

$$\frac{AJ}{AH}=\frac{PJ}{SH}=\frac{PJ}{BH-BS}=\frac{PJ}{BH-PJ},$$

y como de los triángulos CPJ y CBH se saca que $BH=PJ\ \frac{BC}{PC}$, tendremos,

$$\frac{AJ}{AH}=\frac{PC}{BC-PC}=\frac{PC}{BP}$$

también se tiene que

$$\frac{AJ}{AH}=\frac{PC}{BP}=\frac{JC}{HJ}=\frac{CN}{FN},$$

que reemplazado en la (4), nos da :

$$\frac{BN}{BF}=\frac{PC}{BP}=\frac{NC}{FN} \qquad (5)$$

De aquí se deduce :

$$PC\times FN=BP\times NC; \qquad PC\times BF=BP\times BN,$$

sumadas ordenadamente tendremos :

$$PC\,[BF+FN]=BP\,[BN+NC]$$

ó lo que es igual $\frac{PC}{BP}=\frac{BC}{BN}$; finalmente de la (5):

$$\frac{BC}{BN}=\frac{BN}{BF}$$

lo que nos dice que BN es media proporcional entre BC y BF.

Construcción. — Trazo una circunferencia con diámetro BC, levanto la ordenada en F, BT es media proporcional entre BC y BF; en consecuencia tomando BN = BK, trazando NJ paralela á BA, y de J otra paralela á BH hasta encontrar en P á la línea BC, tendremos en AP la superficie de ruptura.

Presión del agua.— La presión del agua contra los muros, es normal á cada elemento de la superficie mojada, é igual al peso de una columna de agua que tenga por altura la distancia del elemento á la superficie libre del agua y por sección recta el elemento superficial mismo.

Formando un triángulo rectángulo sobre el paramento exterior del muro EDJ, cuya base es igual á la altura del agua, esto es de 10^m50 para el caso posible de mayores crecientes y de 9^m50 para las observadas. Considero, como para el empuje de las tierras, un metro de muro normal al plano de la figura, de manera que multiplicando las superficies de los triángulos construidos por la densidad del agua, obtengo la presión buscada.

Estos triángulos desempeñan el mismo rol que el de empuje de las tierras.

Reducciones.- Á fin de facilitar el cálculo, es conveniente reducir las superficies de los triángulos de presión y de empuje, de manera que se refieran á la misma densidad, para lo cual hemos tomado la del muro de piedra que es de 2000 kilógramos.

Para el triángulo de empuje teníamos una base de 3.7585, la que multiplicada por la relación de densidades nos da

$$\frac{1800}{2000} \times 3,7585 = 3,38265.$$

Para el triángulo de las presiones en el caso de mayores crecientes observadas, tomando para densidad del agua aproximadamente igual á 1 : $\frac{1000}{2000}\ 9^m50 = 4.75$. Para el caso de crecientes mayores en 1 metro, nos da

$$\frac{1000}{2000}\ 10.50 = 5.25.$$

Las cantidades obtenidas son las nuevas bases para los respectivos triángulos, cuyas superficies multiplicadas por la densidad 2000 kilógramos de la mampostería de piedra, dan los empujes.

Los triángulos obtenidos para la presión de las aguas, nos dan la presión en cualquier elemento, siendo ésta normal al elemento y aplicada á la misma altura que el centro de gravedad de la corres-

pondiente superficie de empuje, y proporcional á dicha superficie.

Curvas de las presiones.—Divido el muro en cinco trozos de 2m10, por medio de planos horizontales, teniendo cada trozo una sección trapezoidal.

Para construir la curva de las presiones, determino los centros de gravedad de estos trozos, que son los puntos de aplicación del peso de la mampostería.

Determino igualmente los centros de presión debida á los empujes del agua y de las tierras, para lo cual prolongo los planos divisorios del muro, subdividiendo así los triángulos de empuje en cinco partes respectivamente, y en seguida proyecto horizontalmente los centros de gravedad de las figuras resultantes hasta los paramentos del muro.

La escala de las fuerzas se obtiene fácilmente, teniendo en cuenta que las superficies que representan las fuerzas á que está sometido el muro, están referidas á la misma densidad, y como todas las figuras elementales tienen la misma altura, se puede tomar la otra dimensión para indicar las fuerzas. He tomado la mitad de esta dimensión.

Considero uno cualquiera de los trozos, por ejemplo el primero :

$$\frac{3.80 + 3.50}{2} \times 2.10 \times 2000 = 15.330 \text{ kilógramos.}$$

Ahora los 15.330 kilógramos están representados por 0m027375, de manera que 1mm representa 56 kilógramos.

En general, para la escala del polígono de las fuerzas, cuando el perfil del muro y la superficie de empuje están en la escala de 1 : *n* la longitud en metros y los pesos en kilógramos, se tiene que 1mm del polígono de las fuerzas representa $n\,\frac{\Delta h\gamma}{1000}$ kilógramos, en que Δh representa la altura del trozo, y γ la densidad.

Después de haber trazado el polígono de las fuerzas desde un punto cualquiera, por medio de paralelas á las tres fuerzas que actúan en cada trozo, esto es, el empuje de las aguas, el peso propio del trozo y el empuje de las tierras, paso á construir el correspondiente polígono de las presiones en el perfil del muro que está constituido por la línea que resulta de unir los puntos de encuentro de las resultantes sucesivas, con las juntas respectivas.

Este polígono, así construido, es lo que se llama la curva de las presiones (fig. 2 y 3, lám. V).

Estabilidad del muro. — Para que el muro esté en condiciones perfectas de estabilidad, es decir, que en ninguna de sus secciones trabaje en dos sentidos, es necesario que la curva de las presiones permanezca siempre dentro del núcleo central formado por las líneas que pasan por los puntos que dividen en tres partes las juntas.

El perfil adoptado para el muro es aquel que se sostendría en el caso posible de producirse crecientes mayores que las observadas hasta ahora, como se verá por la curva de las presiones de la figura 3, que permanece dentro del núcleo central, lo que prueba su estabilidad.

Resistencia al resbalamiento.—No basta que el muro no pueda ser derribado girando al rededor de una de sus aristas, sino también es necesario impedir que se produzca un resbalamiento en su base, ó lo que es lo mismo, es necesario que el frotamiento suceptible de producirse á lo largo de esta junta, sea suficiente al menos para anular la componente horizontal B_5C_5 de la resultante total AC_5 (fig. 2, pl. VI), fuerza que tiende á producir el resbalamiento.

Es fácil de constatar gráficamente si esta condición está llenada.

El coeficiente de frotamiento es conocido experimentalmente. Planat, trae en la página 789 de la *Mecánica aplicada á la resistencia de los materiales*, el siguiente cuadro :

Para mampostería sobre mortero fresco de....	0,50 á 0,70
Mampostería sobre tierra ó sobre arena ordinaria..................................	0,57
Mampostería sobre arcilla seca.............	0,57
Mampostería sobre arcilla humedecida.......	0,30

En nuestro caso, es el primero por tener nuestro muro aún 1.50 más de mampostería de piedra hasta la fundación sobre piedra bruta. De manera que he adoptado un término medio, es decir. 0,60.

La relación entre la parte 0,60 de la componente vertical con la componente horizontal, debe entonces ser mayor que la unidad.

Con el objeto de encontrar estas relaciones en todas las

juntas, se ha tomado á partir de B (fig. 2, pl. VI) la cantidad $B_5D_5 = 0.60 \times AB_5$, y uniendo D_5 con A, se tendrá representado en B_5D_5, B_4D_4, etc., el frotamiento desarrollado en cada junta.

Ahora las relaciones $\frac{B_5C_5}{B_5D_5}$, $\frac{B_4C_4}{B_4D_4}$, etc., nos indican el grado de estabilidad del muro al resbalamiento.

Se hace necesario reducir á un común denominador todas estas relaciones, á fin de poderlas comparar entre sí, lo que se hace gráficamente de una manera muy fácil. En efecto, adopto 100^{mm} para este denominador, tomo á partir de un punto fijo á los denominadores B_5D_5, B_4D_4, etc., en $\overline{0a}$, $\overline{04}$, $\overline{03}$, etc. (fig. 3, pl. VI), y sobre estos puntos levanto como ordenadas los numeradores B_5C_5, B_4C_4, etc., en $\overline{a5}$, $\overline{44}$, etc., y proyectando los puntos $\overline{5}$, 4, 3, etc., desde el punto $\underline{0}$ hasta su encuentro con la ordenada levantada á los 100^{mm} se obtienen valores de los numeradores centesimales.

Llevando estos valores á partir de una vertical *ab* (fig. 4, pl. VI), sobre ordenadas horizontales correspondientes á cada punto, y uniendo los extremos de estas ordenadas se ha formado el diagrama que nos indica el grado de estabilidad del muro, respecto al resbalamiento.

Como se ve en el dibujo, estas relaciones distan mucho del límite de equilibrio, por consiguiente, no hay que temer el resbalamiento en ninguna de las juntas del muro.

Estabilidad á la rotación.—Para que el muro no pueda girar alrededor de la arista exterior, es necesario que el momento de la componente vertical con respecto á esa arista, sea mayor que el momento de la componente horizontal.

Para hallar los momentos dados por las componentes horizontales se han proyectado desde un punto O_1 (fig. 2, pl. VI), los segmentos que forman estas componentes y trazado el polígono funicular correspondiente EFG (fig. 2', pl. VI).

Los segmentos interceptados por este polígono y su primer lado FG sobre las prolongaciones de las juntas del muro, multiplicados por la distancia polar, nos dan los momentos de las cuplas que tienden á hacer girar el muro alrededor del extremo exterior de cada junta.

Existe otro método, llamado del haz funicular, que trae Saviotti en su *Estática gráfica,* lo mismo que todo el estudio que hago del muro.

Ahora, para obtener los momentos de las cuplas que tienden á impedir la rotación, se ha proyectado el polígono de las acciones componentes verticales AB_3 de un polo O_2 que dista de AB_3 lo mismo que O_1 de B_3C_3. Construyendo después el polígono funicular correspondiente, para lo cual he levantado verticales por los puntos de acción de cada una de estas componentes.

Como en el caso anterior, la parte interceptada por este polígono funicular y su primer lado, sobre las verticales levantadas en los puntos de giración multiplicados por la distancia polar nos dan los momentos buscados.

La relación entre estos momentos y los determinados anteriormente, indican las condiciones de estabilidad del muro respecto á la rotación. Como la distancia polar es la misma para los dos casos, estas relaciones son iguales á las de los segmentos interceptados por los polígonos funiculares respectivos.

Para poder comparar entre sí estas relaciones, se ha procedido de un modo enteramente análogo al caso de la resistencia al resbalamiento (fig. 4, pl. VI), formándose igualmente el diagrama relativo á la rotación y que por el dibujo se ve que dista mucho del límite de equilibrio, lo que indica que está asegurada la estabilidad del muro á la rotación.

Presiones unitarias medias.— Para obtener estas presiones se han trazado por los puntos B_3, B_1, etc. (figura 2) que determinan las componentes verticales que ejercen presion en cada junta, rectas horizontales sobre las que se han tomado las dimensiones C_3M_1 iguales á tres veces la longitud de las juntas correspondientes, a fin de evitar la convergencia que se produciría si se tomaran una sola vez y proyectados desde el punto O_3 los extremos M_1, etc., de estas ordenadas.

Marcando á partir de los extremos M_1, etc., en M_1M_2 etc., la unidad correspondiente según la escala y levantando normales en estos puntos, tendremos en M_2M_3, etc., las presiones unitarias medias sobre cada junta, lo que se probaría fácilmente comparando los triángulos semejantes OC_3M_1, y $M_1M_2M_3$.

Llevando estas longitudes g_1 g_2 á partir de una vertical 05 (figura 5, plancha VI) sobre las rectas correspondientes á cada junta, se ha formado el diagrama cuyas ordenadas horizontales representan las presiones unitarias sobre todas las juntas del muro.

Presiones unitarias máximas sobre las aristas interiores.— Estas

presiones se han determinado para todas las juntas, por el procedimiento que se indica en seguida para la última junta.

Se ha dividido la junta en tres partes iguales, 5M, MN y N5' y sobre las verticales levantadas en los extremos 5 y 5' se han llevado las distancias de los puntos de división M y N á la curva de las presiones, pero de manera que $5a = X_5 N$ y $5b = X_5 M$ y unidos los puntos *ab* prolongando la recta correspondiente hasta encontrar en O á la 55'.

En seguida se ha llevado la presión unitaria media g_5 como ordenada del centro de la junta en CC'; uniendo el punto C', con O se tendrá en 5 A la presión unitaria máxima sobre la arista interior.

Este trazado es la traducción gráfica de la fórmula que nos da la presión máxima según la ley del trapecio.

En efecto, la fórmula es

$$P\ \text{máx.} = \frac{N}{l}\left[1 + \frac{6\delta}{l}\right]$$

en la que N representa la componente vertical de la fuerza resultante que actúa sobre la junta, l la longitud de la junta y δ la distancia del punto medio al centro de presión.

En nuestro caso, tenemos que:

$$5\,5' = l, \qquad CX_5 = \delta, \qquad CC' = g_5 = \frac{N}{l},$$

de manera que

$$NX_5 = 5a = \frac{l}{6} + \delta$$

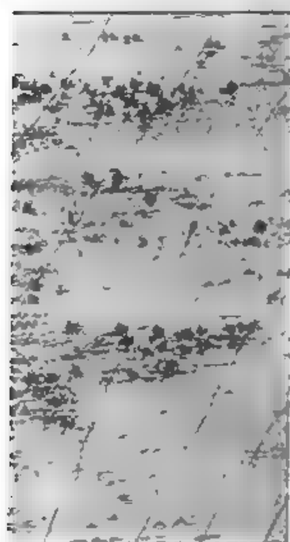
$$MX5 = 5'b = \frac{l}{6} - \delta$$

$$C5 = C5' = \frac{l}{2}.$$

Ahora de los dos triángulos 5AO y CC'O se saca

$$5A = \frac{N}{l}\,\frac{l + 5'0}{\frac{l}{2} + 5'0}$$

FENSA —





ЗACION-

ION

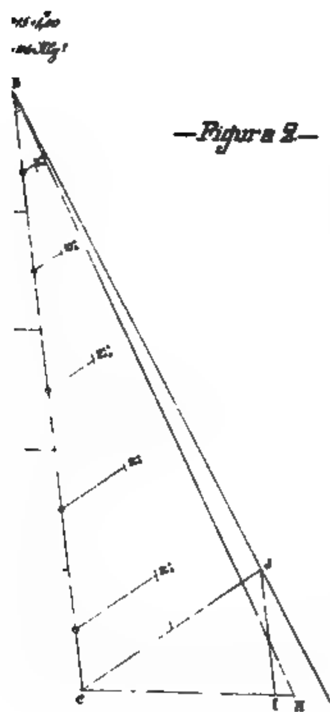
— Muro del Deposito —

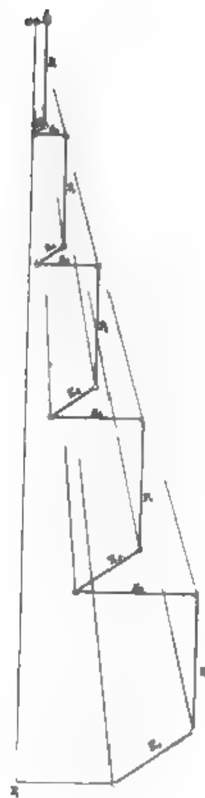
—Cálculo gráfico—



Escalas: *de longitudes 0,02=1,00 — de fuerzas 0,01=1500 Kgs*

ISA—





SA—

y de la $5a0$ y $5'b0$

$$\frac{5'0}{l + 5'0} = \frac{\frac{l}{6} - \delta}{\frac{l}{6} + \delta}$$

de donde despejando el valor de $5'0$

$$5'0 = \frac{l^2 - 6l\delta}{12\delta},$$

que sustituido en la primera y ejecutando las operaciones indicadas resulta:

$$5A = \frac{N}{l}\left[1 + \frac{6\delta}{l}\right]$$

de modo que : $5A = P$ máx.

Estas presiones se han llevado como ordenadas á partir de la recta vertical O5 (figura 5 plancha VI) obteniéndose el diagrama cuyas ordenadas horizontales miden las presiones unitarias máximas sobre las aristas interiores.

Las partes $5'B$ interceptadas por las juntas y las rectas OC′ (fig. 6) sobre las ordenadas del extremo exterior de las juntas nos representan las presiones unitarias sobre las aristas interiores. Estas presiones son las mínimas, las que sólo tienen importancia para el caso de que el muro trabaje á la extensión.

Fundaciones.— Considero que el terreno en que ha de fundarse el dique de defensa pueda trabajar á cuatro kilógramos por centímetro cuadrado. El muro tal como se proyecta, hace trabajar el terreno solamente á 2,80 kilógramos por centímetro cuadrado, de manera que puede considerarse bien fundado, tanto más si se tiene en cuenta que las socavaciones que produce el río no alcanzan hasta la base.

La última parte de las fundaciones que figura en el dibujo, no es sino una mera indicación de lo que podría hacerse en caso que no fuera posible fundar en algunas partes directamente en el terreno.

Nota. — Las láminas se acompañan en el orden que corresponde á la numeración del texto; pero las escalas han sido modificadas por la reducción fotográfica.

PLANILLA DE ESPECIFICACIONES Y PRESUPUESTO

CÓMPUTOS MÉTRICOS

Canal de irrigación

Movimiento de tierra

	Nº de las partes iguales	Dimensiones: Largo	Espesor	Altura	Unidad	Cantidades: Parciales	Totales
Excavación de la prolongación del canal hasta la toma.............		280.00	$\frac{0.82+8.40}{2}$	2.00	m³	2581.60	
		280.00	$\frac{10.40+21.00}{2}$	4.00	»	17584.00	
Total excavación..							25165.60
Terraplén de defensa del canal...............		2000.00	$\frac{8.25+1.50}{2}$	1.85	m³	18036.20	18036.00
A deducir........		2000.00	0.50	5.00	m³	5000.00	
		200.00	0.25	$\frac{0.60}{2}$	m³	150.00	5150.00
Total terraplén..					m³		12886.00

Mampostería de piedra

		Largo	Espesor	Altura	Unidad	Parciales	Totales
Mampostería de piedra bruta, muro de toma, cimientos............		60.00	6.60	1.50	m³	594.00	
Elevación..............		60.00	$\frac{6.00+4.75}{2}$	6.60	m³	1935.00	2529.00
A deducir							
Piedra labrada y vacíos de la toma..........		14.40	0.50	6.60	m³	47.52	
		12.00	$\frac{5.50+5.00}{2}$	2.10	m³	132.00	
		1.70	5.10	1.70	m³	14.73	194.25
							2334.75

	Nº de las partes iguales	DIMENSIONES Largo	Espesor	Altura	Unidad	CANTIDADES Parciales	Totales
Muro de defensa, cimientos		200.00	4.00	1.50	m^3	1200.00	
Elevación		200.00	$\frac{3.50\times2.25}{2}$	7.50	m^3	4292.00	5492.00
Revestimiento de piedra bruta en el canal y depósito	2	80.00	0.50	4.25	m^3		340.00
		16.70	0.50	9.00	m^3		75.15
Total mampostería piedra bruta					m^3		8231.90

Mampostería de piedra labrada

	Nº de las partes iguales	Largo	Espesor	Altura	Unidad	Parciales	Totales
Toma de agua	4	1.00	0.50	3.50		7.00	
» »	2	1.50	0.50	4.35		6.52	
» »	4	$\frac{5.40+5.15}{2}$	1.00	1.60		33.76	
» »	2	$\frac{5.40+4.90}{2}$	1.50	2.75		42.00	
» »	2	0.75	0.50	7.60		5.70	
» »	5	5.15	0.50	1.50		19.31	
» »	2	5.00	0.50	1.75		8.75	
Escalones	4	9.00	0.50	0.40		7.20	
»	6	1.20	0.70	1.00		5.04	
Murito del depósito	2	3.50	1.50	$\frac{3.50+1.75}{2}$		27.56	
» »	2	4.25	1.50	1.75		22.31	
» »	2	3.75	1.50	$\frac{2.60+4.00}{2}$		74.25	
» »	2	2.50	1.50	2.60		19.50	
» »	2	$\frac{1}{3}$ [1.00	$\frac{2.00}{2}$	2.60]		6.92	
» »	2	6.50	1.50	2.60		50.70	
» »	2	2.60	1.70	1.70		15.02	
» »	2	3.80	1.50	$\frac{2.60}{2}$		15.12	
Coronamiento de la toma		60.00	1.25	1.75		131.25	
Fondo del canal		80.00	0.50	0.82		32.80	
Revestimento de las defensas del canal		2000.00	0.50	6.40		6400.00	
		2000.00	0.50	$\frac{0.85}{2}$		4270.00	
		2000.00	1.00	$\frac{0.70+0.60}{2}$		1300.00	
		2000.00	0.25	$\frac{0.60}{2}$		150.00	
Total mampostería piedra labrada					m^3		12660.71

Hormigón

	Nº de las partes iguales	DIMENSIONES Largo	Espesor	Altura	Unidad	CANTIDADES Parciales	Totales
Hormigón del dique transversal sumergible incluyendo piedra de revestimiento........		51.70 m²		132.00	m³	6824.00	
		$\frac{51.70 \times 16}{2}$ m²		56.00	m³	4127.00	
		61.00 m²		10.00	m³	160.00	11111.30

Maderamen del depósito

Maderamen del depósito.	1/2 [2.20×1.50+1.75×1.20] 3.14×3	m³	12.74

Fierro

Fierro para compuertas engranajes, etc.......	kg.	8568.00

Desarenadores

Desarenadores..........	nº	3

Dique de defensa

Movimiento de tierra

Terraplén..............	1000.00	$\frac{11.50+20.60}{2}$	5.10	m³		81855.00

Mampostería de piedra bruta

Cimientos.............	1000.00	5.50	2.66	m³	14630.00	
Elevación	1000.00	$\frac{3.50+5.00}{2}$	10.50	m³	44625.00	
Total mampostería de piedra bruta..........................				m³		59255.00

PRESUPUESTOS PARCIALES

Canal de irrigacion

Movimiento de tierra

Designacion de las obras	Unidad	Cantidades	Precio de unidad	Importe
Excavación de la prolongacion del canal hasta			$	$
la toma	m³	[illegible]	0.70	[illegible]
Terraplén de defensa del canal..............		[illegible]	1.00	[illegible]
Total movimiento de tierra				[illegible]

Mamposteria de piedra

Mamposteria de piedra bruta..................	m³	821.90	10.00	8219.00
Mamposteria de piedra labrada................	m³	[illegible].71	30.00	[illegible]
Total mamposteria de piedra..				[illegible]

Hormigón

Dique transversal sumergible, incluyendo en el precio la piedra........................	m³	1111.80	30.00	[illegible]

Maderamen en el depósito

Maderamen en el depósito...................	m³	12.74	150.00	1911.00

Fierro de compuertas

Fierro de compuertas........................	kg.	8568.00	0.30	2570.40
Flete de 1200 kilómetros....................	ton.	8.568	53.09	[illegible]
Total fierro..				[illegible]

Desarenadores

Desarenadores	n°	3	150.00	450.00

Dique de defensa

Movimiento de tierra

Designación de las obras	Unidad	Cantidades	Precio de aplicacion	Importe
Terraplén	m^3	81855.00	1.00	81855.00

Mampostería de piedra bruta

Designación de las obras	Unidad	Cantidades	Precio de aplicacion	Importe
Mampostería del muro incluyendo en su precio la excavación y desvío	m^3	59255.00	10.00	592550.00

PRESUPUESTO GENERAL

Canal de irrigación

Nº de orden	Designación de las obras	Importe
1	Mampostería de tierra	$ 30501.92
2	Mampostería de piedra	335433.20
3	Hormigón	333336.00
4	Maderamen	1711.00
5	Fierro	3024.27
6	Desarenadores	450.00
	Total	704458.39

Importa el presente presupuesto la cantidad de setecientos cuatro mil cuatrocientos cincuenta y ocho pesos con treinta y nueve centavos moneda nacional.

Dique de defensa

Nº de orden	Designación de las obras	Importe parcial	Importe total
1	Movimiento de tierra	81855.00	
2	Mampostería de piedra bruta	592550.00	
	Total		674405.00

Importa la cantidad de seiscientos setenta y cuatro mil cuatrocientos cinco pesos moneda nacional.

Buenos Aires, Julio de 1894.

M. Olmos.

EL ARGÓN

NUEVO DESCUBRIMIENTO SOBRE LA COMPOSICIÓN DE LA ATMÓSFERA

En Agosto último, lord Rayleigh, el profesor de física bien conocido de Cambridge, y el profesor de química Ramsay, de Lóndres, admiraron al mundo científico con el anuncio del descubrimiento de una composición hasta entonces desconocida del aire. Establecieron que las investigaciones cuidadosas sobre la densidad del ázoe, hechas por lord Rayleigh habían mostrado que la densidad del ázoe sacado de la atmósfera era cerca de $^1/_2$ °/o mayor que la del obtenido de sus compuestos químicos, y que debían concluir que el ázoe del aire no es puro.

Después de muchas experiencias, adquirieron la convicción que existía una nueva substancia con propiedades extrañas.

Esta comunicación fué recibida con gran incredulidad. Unos pensaron que se había formado algún producto extraño durante la experiencia, á consecuencia del empleo de un material impuro; otros, creyeron en algún compuesto formado de oxígeno y ázoe; otros, en fin, eran de opinión que se trataba de una forma alotrópica del ázoe, que sería al ázoe, lo que el ozono es al oxígeno. Muchos esperaron mayores explicaciones y reservaron su juicio.

Lord Kelvyn, en su memoria presidencial ante la « Royal Society », de fin de año, apreció altamente este descubrimiento, y expresó el deseo de que fueran tomados en consideración los trabajos de los dos investigadores.

Poco después, 31 de Enero, se anunciaba que tendría lugar una discusión pública sobre esta cuestión, y se indicaba á la vez, que

posibles para no engañarse y se han persuadido que otros métodos darán los mismos resultados; por otra parte, no han agotado toda la serie de procedimientos que pueden emplearse para la preparación del argón.

Si retrocedemos de un siglo y volvemos á leer las notas de Cavendish en las «Philosophical Transactions» de 1785, veremos que el célebre químico se preocupaba ya de la cuestión, pues describe experiencias hechas con toda la erudición de que era capaz para asegurarse «si la totalidad de una porción dada de *aire flogístico* (ázoe) de la atmósfera se reduce á protóxido de ázoe ó si hay una parte de diferente naturaleza en el residuo que se resiste á sufrir una transformación», y el resultado de aquellas es que hay «una pérdida de 1,120 milésimos de la totalidad». Es esta pequeña pérdida, á la cual ningún químico, desde entonces, ha prestado atención y que se había considerado como debida á un error inevitable de un trabajo tan minucioso, la que constituye el argón. Olvidada durante 110 años en las retortas de Cavendish, acaban de extraerla el profesor Ramsay y lord Rayleigh.

¿Qué puede ser esta substancia rebelde á toda combinación química? Los autores, basando sus opiniones sobre las propiedades físicas, creen que es un elemento único, un elemento monoatómico. Pero esto parece dudoso, pues sería necesario, en efecto, que sea un elemento diatómico ó un compuesto de dos elementos nuevos para entrar en las tablas establecidas por Mendelyeff.

Esta cuestión, á la par de muchas otras, quedan por resolver y entre ellas, las que se relacionan á las propiedades fisiológicas de este gas, no son las menos interesantes.

(*La Revue Technique*).

LA EXTINCIÓN DE INCENDIOS

POR MEDIO DEL AGUA Á ALTA PRESIÓN

Numerosas usinas se han establecido recientemente en las grandes ciudades de Inglaterra, para suministrar aparatos hidráulicos á alta presión para ascensores, prensas, etc. Esta circunstancia ha llamado la atención sobre el partido que se puede sacar del agua á alta presión para aumentar, con poco gasto, la eficacia de los medios habituales de extinción de incendios. Á lo largo de los conductos ordinarios de agua se ha instalado una línea de tubos á alta presión que comunican con ellos por una parte y por otra con un recipiente inyector. Por este recipiente, gracias á válvulas especiales, pasa una pequeña cantidad de agua á alta presión que, al operar un efecto de succión en el conducto ordinario de agua, hace que éste proyecte por medio de mangueras un chorro á una presión casi igual á la presión inicial.

El chorro puede alcanzar así el techo de las casas más elevadas.

En Hull se ha podido, con este sistema, lanzar por las mangas de incendio un chorro á cerca de 360 metros de distancia y garantir del fuego la parte más importante del inmueble. En Manchester, se estima que la introducción de este sistema hidráulico ha reducido las pérdidas debidas á incendio á la proporción de un séptimo. Instalando 36 de estos aparatos hidráulicos por cada 2 millas cuadradas (5,50 km^2), se puede concentrar, sobre un solo punto incendiado, de 8 á 12 chorros; y como generalmente los conductos de aguas son más abundantes en los barrios populosos y mercantiles de las grandes ciudades, precisamente donde los perjuicios causados por el fuego son más considerables, la instalación

perfectamente cubierta de pelo, con lo que se impide que pueda helarse ó gangrenarse dicho apéndice. Para combatir esta plaga se trató de introducir gatos pero todos ellos perecieron por la inclemencia de la temperatura.

Al cabo de mucho buscar se dió con una gata provista de un pelaje excepcionalmenle largo y espeso, gracias al cual pudo resistir la temperatura polar del depósito. En este inhospitalario medio dió á luz con toda felicidad siete robustos gatitos que han resultado aún mejor dotados que la gata madre para combatir el frío. Desarrollados éstos han venido á ser la raíz de una numerosa generación de gatos que habita hoy día todos los depósitos frigoríficos no sólo de Pittsburg, sino también de otras ciudades de los Estados-Unidos á las que han sido transportados.

Parecen presentar alguna semejanza con los gatos de las regiones frías del Canadá.

Es de notarse el extraordinario desarrollo que ofrecen los bigotes de estos felinos. Se comprende que esos órganos táctiles les sean muy útiles en el medio obscuro en que viven.

Esta doble adaptación ofrece, sin duda, un curioso ejemplo del poder combinado del medio ambiente y de la selección.

ANALES

DE LA

SOCIEDAD CIENTÍFICA ARGENTINA

MAYO, 1895. — ENTREGA V. — TOMO XXXIX

PUNTOS Y PRECIOS DE SUSCRICION

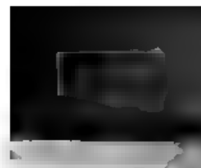
LOCAL DE LA SOCIEDAD, ZEBALLOS 269, Y PRINCIPALES LIBRERÍAS

Por mes, en la Capital, Interior y Exterior, incluso porte.............. $ m/n 1.50
Por año, en la Capital, Interior y Exterior incluso porte.............. » 12.0

La suscricion se paga anticipada

BUENOS AIRES
IMPRENTA DE PABLO E. CON[illegible] [illegible]AL PARA OBRAS
680 — CALLE PERÚ — [illegible]80

1895

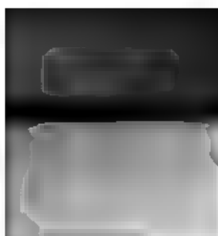


INDICE DE LA PRESENTE ENTREGA

A LOS SÓCIOS

Se ruega á los señores sócios comuniquen á la Secretaría de la Sociedad su ausencia, cambio de domicilio, etc., y cualquier irregularidad en el reparto de los *Anales* ó cobro de la cuota.

Se ruega tambien á los que tengan en su poder obras prestadas pertenecientes á la Biblioteca de la Sociedad, se sirvan devolverlas á la brevedad posible, á fin de anotarlas en el catálogo.



PROYECTO

DE

PUENTE CONTINUO ARTICULADO

(SISTEMA GERBER)

PARA FERROCARRIL

Por CARLOS ALBARRACÍN

PROGRAMA

Proyecto, planos y presupuestos de un puente de sistema Gerber, de tres aberturas y una luz total de 160 metros.

El puente será para ferrocarril, de simple vía de $1^{m}67$, con veredas para peatones y tiene por objeto pasar un río cuyo perfil se adjunta.

Los trenes de prueba serán compuestos de dos locomotoras del tipo N. de los ferrocarriles de la provincia de Buenos-Aires, puestas frente á frente ó en seguida una de otra y de wagones cuyos ejes distarán 3^{m} uno de otro y pesan 9 toneladas por eje, de modo á llenar toda la parte del puente que convenga para obtener la sobrecarga más desfavorable á la parte que se considera.

Las veredas podrán ser sometidas á una sobrecarga móvil de 200 kilógramos por metro cuadrado.

La presión de viento será de 250 kilógramos por metro cuadrado para el puente vacío, y 150 kilógramos por metro cuadrado cargado con wagones vacíos de 4 toneladas por eje, ó llenos, según sea más desfavorable.

Pilares y estribos. — Serán de hormigón de ladrillo y de cal hidráulica en cajones de palastro é irán á la profundidad que resulte del estudio de los planos.

Estarán dispuestos no sólo de modo á dar el menor peso de hierro al puente sino también teniendo en cuenta que el costo de los pilares es función de la altura.

Resistencia de los materiales. — Las condiciones de resistencia de los materiales se calcularán por las fórmulas de Winkler para hierro ó acero poniendo en ellas:

$n = 2{,}5$.

$\rho = 36$ kilógramos por milímetro cuadrado para hierro.

$= 45$ » » » acero.

$= 30$ » » » la fundición (compresión).

$= 20$ kilógramos por centímetro cuadrado para los ladrillos.

$= 20$ kilógramos por centímetro cuadrado para el hormigón.

$= 10$ kilógramos por centímetro cuadrado para el terreno en los cimientos.

Escalas. — Planos y vista general: $5^{mm} = 1^{m}$.

Planos y vistas de los tramos: $1^{cm} = 1^{m}$.

Detalles: $10^{cm} = 1^{m}$.

Cálculos gráficos permitiendo una aproximación de 5 %.

El alumno omitirá toda consideración histórica ú otras que no tengan relación directa con el proyecto; indicará en qué fuentes ha tomado los datos que le han servido para basar su proyecto y sus cálculos.

CONSIDERACIONES GENERALES

El cálculo de los puentes contínuos, lo mismo que su establecimiento, presenta algunas dificultades é indeterminaciones que sólo se pueden salvar echando mano de la *teoría* matemática de la Elasticidad. El continuo articulado es estáticamente determinado, ó en otros términos, podemos calcularlo tan sólo con el poderoso auxilio de la Estática Gráfica, cuyos procedimientos se generalizan con tanta rapidez.



« Para poder calcular de una manera precisa las condiciones de resistencia de los puentes á varios tramos, era necesario hacer desaparecer todas las causas de indeterminación; M. Gerber fué el que primero ideó interrumpir la continuidad por verdaderas charnelas ó uniones que permitan la movilidad y esto en condiciones tales que ningún fragmento de la viga repose sobre más de dos apoyos (1) ».

Tiene además la ventaja esta clase de puentes sobre los continuos que no necesitan, como éstos, las extraordinarias precauciones á tomar para conseguir un mismo nivel en los apoyos, los que pueden colocarse en este caso á alturas diferentes.

Sobre las vigas ordinarias presenta la continua articulada, además de las ventajas del fácil montaje, por medio de la operación que los franceses llaman *de lançage*, la de su menor peso.

En el cuadro siguiente de Winkler las condiciones del establecimiento de las vigas continuas articuladas, según el sistema que hemos adoptado y comparado con la viga simple.

La primera columna lleva las aberturas, y la segunda, la relación entre el peso de la viga continua articulada y de la viga simple.

10m	30m	100m	150m
0.96	0.87	0.78	0.70

Al hacer la elección del tipo de viga para el puente, he procurado que el pérfil de ella responda á los esfuerzos que tiene que soportar en cada punto, teniendo en cuenta los momentos; convencido, que la mejor belleza como la mayor solidez en una construcción resulta de la equitativa repartición de los materiales que es á su vez la obra más económica.

Es por esta razón que hemos elegido el tipo semi-parabólico para las vigas laterales que une á su mayor elegancia, su menor peso.

« Las vigas parabólicas permiten hacer una economía de 25 á 20 por ciento en los puentes que tienen menos de 80 metros de luz » (2).

La viga central tuvimos que elegirla recta, como lo indica el momento, que era casi igual en los pilares y en el medio.

Las vigas salientes ó en cónsola son también arcos de parábola.

(1) HAUSSER Y CUNO, *Estática Gráfica*.
(2) HAUSSER Y CUNO, Obra citada.

En resumen, nuestra construcción consta de 2 vigas ó tramos laterales de 38^m de luz y uno central de 57^m entre los apoyos con dos partes salientes de 13^m50 cada una.

La altura de la viga recta la hemos tomado igual á la décima parte de la luz, es decir, 5^m50.

Para las parabólicas hemos tomado 4^m60 que es la octava parte de su luz.

Estas son las alturas que aconsejan tomar la mayor parte de los autores.

Presentamos en el plano B el resumen de la discusión que hemos hecho para decidir la mejor distribución de los apoyos.

En el plano I están indicados todos los cálculos gráficos tanto relativos al peso propio, sobrecarga rodante, idem de las veredas, como los esfuerzos del viento. Hemos indicado también en él la descomposición de las fuerzas exteriores según las diferentes barras.

En el plano II hemos reunido todas las secciones empleadas según han resultado de los cálculos y á escala de $1^{cm} = 1^m$ (1).

Los otros dos planos: uno á escala de $10^{cm} = 1^m$ representa los diferentes detalles, cortes, etc., y el otro á escala de $5^{mm} = 1^m$ es una vista general del frente y la planta.

Sin detenernos más en consideraciones análogas, pasemos al cálculo del puente.

COLOCACIÓN DE LOS PILARES

Tengo que resolver previamente cuál es la colocación que se debe dar á los pilares, ó lo que es lo mismo, la relación más ventajosa, entre las aberturas extremas y la abertura central como así mismo la situación de las articulaciones. Para esto principiaré buscando al peso teórico del puente según la siguiente fórmula de Winkler

$$V = \left[A_0 \frac{l}{h} + B_0 + C_0 \frac{h}{l}\right] \frac{gl^2}{\rho_0} + \left[A_1 \frac{l}{h} + B_1 + C_1 \frac{h}{l}\right] \frac{pl^2}{\rho_1}$$

que nos da el volumen, el cual multiplicado por la densidad γ del

(1) Las escalas han sido modificadas por la reducción fotográfica en los planos que se acompañan en el orden enumerado.

hierro, nos da el peso g por metro lineal que lo despejamos de la fórmula anterior

$$g = \frac{g_0 + g_6 + \left[A_0\alpha' \frac{l}{h} + B_1\alpha'' + C_1\alpha''' \frac{h}{l}\right] \frac{\gamma p l}{\rho_1}}{1 - \left[A_0\alpha' \frac{l}{h} + B_0\alpha'' + C_0\alpha''' \frac{h}{l}\right] \frac{\gamma l}{\rho_0}}$$

después de aplicarle, de acuerdo con Winkler, diferentes coeficientes de corrección que varían según el sistema de puente y que para nuestro caso hemos tomado los siguientes:

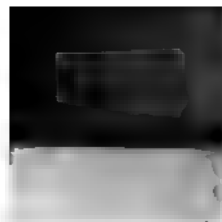
$$A_1 = 0.475 \qquad A_0 = 0.09$$
$$B_1 = 1.05 \qquad B_0 = 0.78$$
$$\beta' = 0.026\, m = 0.052 \qquad \beta'' = 0.014\, mn = 0.056$$
$$m = 2 \qquad n = 2$$
$$\alpha' = 1.3 \qquad \alpha'' = 1.6 \qquad \alpha''' = 1.75$$
$$C_0 = 0.50 \qquad C_1 = 0.56$$
$$g_0 = 849 + 28\, h = 1073$$
$$\beta' = 0.052$$
$$\beta'' = \underline{0.056}$$
$$g_6 = 0.108$$

Existen dos tipos de puentes del sistema Gerber: 1° que las aberturas extremas tengan cada una, una articulación, y la del medio no tenga ninguna; y 2°, que la abertura central tenga dos articulaciones y las laterales no tengan. Las figuras 1 y 2 nos dan una idea de estas disposiciones y las a, b, l, l_1 y l_2 tienen los valores en ellas indicados.

Aplicaremos la fórmula general para diferentes valores de la relación $\frac{l_2}{l}$ y obtendremos así otros tantos valores del peso propio g y de la sobrecarga móvil p según el cuadro reglamentario de la sobrecarga en los ferrocarriles de la Provincia.

Para $\frac{l_2}{l} = 1$, $l = 53^m33$, y tomando los coeficientes para viga semi-parabólica sistema rectangular doble etc., tenemos:

$$g = \frac{0.973 + 0.094 + \left[1.75 \times 1.3 \times 8 + 0.70 \times 1.6 + \frac{1}{8} 0.56 \times 1.75\right] \frac{1 \times 53.33 \times 5.2}{750}}{1 - \left[0{,}09\,.\,1{,}3\,.\,8 + 0.78 \;\; 1{,}6 + 0{,}50\,.\,1{,}75 \frac{1}{8}\right] \frac{1\,.\,53{,}33}{800}}$$



de donde sacamos

$$g = 2382 \text{ kilóg. por metro lineal.}$$

Para $\frac{l_2}{l} = 0.75$

$$l = 64 \text{ metros}$$

de donde

$$g = \frac{1.067 + 0.00408 \,.\, 64 \,.\, 4{,}88}{1 - 0.00127 \,.\, 64}$$

$$g = 2349 \text{ kilóg. por metro lineal.}$$

Para $\frac{l_2}{l} = 0.50$

$$l = 80 \text{ metros.}$$

y tenemos para

$$g = \frac{1.067 + 0.00408 \,.\, 80 \,.\, 4{,}40}{1 - 0.00127 \,.\, 8}$$

$$g = 2787 \text{ kilóg. por metro lineal.}$$

Reasumiendo, podemos formar el siguiente cuadro:

$\frac{l_2}{l} = 1.00$;	$l = 53^m33$	$g = 2.68$	$gl^3 = 1\,372\,160$
		$p = 3.40$	$pl^3 = 1\,740\,800$
$\frac{l_2}{l} = 0.75$;	$l = 64^m$	$g = 2.38$	$gl^3 = 643\,873$
		$p = 3.62$	$pl^3 = 948\,961$
$\frac{l_2}{l} = 0.50$;	$l = 80^m$	$g = 2.22$	$gl^3 = 336\,719$
		$p = 3.90$	$pl^3 = 391\,434$

Los valores encontrados anteriormente debemos reemplazaros en el siguiente cuadroque da Winkler en su obra sobre la teoría y onstrucción de puentes.



	$\frac{l_2}{l}$		$\frac{a}{l}=0.1$	$\frac{a}{l}=0.2$	$\frac{a}{l}=0.3$	$\frac{a}{l}=0.4$	
ΣM	0.50		0.05960	0.05379	0.06417	0.07718	gl^2
		+	0.007496	0.07365	0.08491	0.09800	pl^2
	0.75		0.09378	0.07387	0.07537	0.08420	gl^2
		+	0.12302	0.11843	0.12839	0.14124	pl^2
	1.00		0.17652	0.14359	0.13501	0.13766	gl^2
		+	0.21758	0.21147	0.21951	0.23116	pl^2

Operación que una vez hecha nos suministra el cuadro que va á continuación:

	$\frac{l_2}{l}$		$\frac{a}{l}=0.1$	$\frac{a}{l}=0.2$	$\frac{a}{l}=0.3$	$\frac{a}{l}=0.4$
ΣM	0.50		84137 41	73837 94	91665 56	110250 09
		+	168849 89	165918 72	191285 25	220774 40
	0.75		62668 86	49379 08	50382 38	56284 94
		+	157374 90	151502 08	164243 54	180683 07
	1.00		63974 99	51877 70	48777 83	49735 25
		+	242603 82	166788 79	173130 03	182318 52

Efectuando en este último las operaciones indicadas, obtenemos el siguiente cuadro que nos da el valor de la suma de los momentos (ΣM) debidos á la carga propia y sobrecarga.

	$\frac{l_2}{l}$	$\frac{a}{l}=0.1$	$\frac{a}{l}=0.2$	$\frac{a}{l}=0.3$	$\frac{a}{l}=0.4$
ΣM	0.50	252987 30	242756 66	282950 81	331024 49
	0.75	220063 76	200881 76	214525 91	236967 91
	1.00	306578 81	218666 49	221907 86	232053 77

Obtenida así la suma de los momentos para los diferentes valores de $\frac{l_2}{l}$ y de $\frac{a}{l}$, podríamos determinar la posición más económica de los pilares y de las articulaciones para esta clase de puentes; pero como hay dos tipos diferentes, debemos hacer también la comparación entre ellos para ver cuál es el que presenta mayores ventajas.

Para determinar la suma de los momentos en una viga en que la abertura central es rígida y las laterales están provistas de articulación, hemos tenido que calcular el adjunto cuadro, siguiendo las indicaciones de Winkler y análogo al que este autor trae para el tipo examinado ya.

Hemos usado las siguientes fórmulas:

$$\Sigma M = \frac{1}{24} g l_3 \left[l_3^2 + 4 k_3 \sqrt{l_3 k_3} - 3 l_3 k_3 \right] + \frac{1}{12} p l_3 \left[k_3 \sqrt{l_3 k_3} + 6 l_3 c_3 \right]$$

$$c_3 = \frac{a\,(l - a)}{l_3}; \qquad k = l_3 - 4 c_3 = \frac{l_3^2 - 4a\,(l - a)}{l_3}$$

0.50	$l = 80$	$l_3 = 40$	$l_2 = 60$
0.75	$l = 64$	$l_3 = 48$	$l_2 = 56$
1.00	$l = 53.33$	$l_3 = 53.33$	$l_2 = 53.33$
1.25	$l = 45.71$	$l_3 = 57.20$	$l_2 = 51.40$
1.50	$l = 40$	$l_3 = 60$	$l_2 = 50.00$

	$\frac{l_3}{l}$	$\frac{a}{l} = 0.1$	$\frac{a}{l} = 0.2$	$\frac{a}{l} = 0.3$	$\frac{a}{l} = 0.4$	
ΣM	0.50	0.10174	0.08021	0.08574	0.08825	gl^3
		+ 0.11216	0.09066	0.09016	0.09866	pl^3
	0.75	0.10211	0.07549	0.08125	0.09350	gl^3
		+ 0.13101	0.11066	0.11641	0.12866	pl^3
	1.00	0.13666	0.08333	0.06999	0.07666	gl^3
		+ 0.17733	0.14866	0.14799	0.15933	pl^3
	1.25	0.20298	0.13557	0.10851	0.10383	gl^3
		+ 0.25583	0.22449	0.22009	0.22763	pl^3
	1.50	0.21925	0.17916	0.15529	0.14105	gl^3
		+ 0.28380	0.29069	0.29702	0.30084	pl^3

Determinando como anteriormente los diferentes valores de g y p por medio de la fórmula del peso teórico y del cuadro de sobrecarga de los ferrocarriles de la provincia de Buenos-Aires respectivamente, se calculan gl^3 y pl^3, que sustituidos nos dan el siguiente cuadro:

	$\frac{l_3}{l}$	$\frac{a}{l} = 0.1$	$\frac{a}{l} = 0.2$	$\frac{a}{l} = 0.3$	$\frac{a}{l} = 0.4$
ΣM	0.50	334851 69	276581 88	274499 53	292840 45
	0.75	190069 25	153607 99	162783 23	182895 44
	1.00	154912 72	115996 24	111107 08	120061 99
	1.25	141096 03	115134 10	108180 00	118049 74
	1.50	139513 37	120458 04	113752 51	113155 25

De este modo, obtenemos el valor de la suma de los momentos (ΣM) para el caso que examinamos.

Teniendo la suma de los momentos que producen las cargas en

una viga, se puede de ahí determinar el peso de la parte metálica de la construcción, teniendo en cuenta que las secciones son casi proporcionales á los momentos y que los esfuerzos de cortetra en modificaciones pequeñas en las secciones calculadas para resistir á la suma de los momentos (ΣM); vamos, pues, á buscar el peso de la parte resistente y variable, por decir así, tan sólo, dejando á un lado el peso de las longrinas, piezas de puente, vía, etc., que son constantes.

Tengamos presente que ΣM es un número (A) de toneladas por metro cuadrado aplicado en toda la viga, es decir, que es de esta forma A (tm^2); para una longitud de un metro, se tiene: $A\,\frac{tm^2}{160^m}$; dividiendo por la altura hm de la viga obtenemos el esfuerzo que soporta $\left(A\,\frac{tm^2}{160^m h^m}\right)$, que dividido por el coeficiente de resistencia $\left(\rho\,\frac{t}{m^2}\right)$ nos da la sección, que á su vez, multiplicada por la longitud (160^m) nos da el volumen de hierro que entra en la viga:

$$V = \frac{A\,tm^2}{160^m}\,\frac{m^2\,160^m}{hm\rho t} = \frac{A\,m^3}{h\rho}$$

y éste, por la densidad de hierro nos suministra el peso teórico de la viga.

De esta manera hemos calculado el peso de los hierros para las diferentes relaciones de $\frac{l_2}{l}$ y $\frac{a}{l}$, respecto de una *viga con dos articulaciones en el tramo central y ninguna en las laterales;* como también para las diferentes relaciones de $\frac{l_3}{l}$ y $\frac{a}{l}$ por lo que concierne á la viga con articulaciones en los tramos laterales y rígida en el central.

Como á cada relación $\frac{a}{l}$ corresponde una diversa posición de los pilares, variación que es necesario tenerla también en cuenta en la comparación que vamos á emprender, consultando á la vez el perfil del río que se nos ha dado; puesto que una posición económica con respecto á los hierros, puede ser desventajosa en lo que concierne al costo de la mampostería y vice-versa.

Hemos calculado el cubo de mampostería en cada caso para los dos pilares, suponiéndoles una sección de 3×10 con una profun-

didad variable según el perfil indicado y se ha determinado el costo de los hierros y de la mampostería tomando respectivamente 100 y 20 pesos oro para la tonelada de hierro y el metro cúbico de mampostería; el resultado va consignado en los cuadros siguientes tan sólo para la relación $\frac{a}{l} = 0,2$ en un tipo, y $\frac{a}{l} = 0,3$ en el otro, que son los que ofrecen mayores ventajas.

Para la mejor comprensión, además de presentar dicha discusión en un cuadro gráfico, diremos que la primera parte del cuadro se refiere á la figura 2 y la segunda á la figura 1 de la lámina A.

$\frac{l_2}{l}$	l_2	l	Volúmen de mampostería del pilar		Costo del pilar		ΣM	Toneladas de hierro	Costo del hierro
			Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho			
			m^3	m^3	$ oro	$ oro			$ oro
0.50	40.00	80	342	288	6.840	5.760	202018	282	28.200
0.75	48.00	64	366	348	7.320	6.960	159947	226	26.600
1.00	53.33	53.33	408	390	8.040	7.800	173440	240	24.000
0.50	40	60	432	408	8.640	8.160	274599	371	37.100
0.75	48	56	420	396	8.400	7.920	162783	229	22.900
1.00	53.33	53.33	402	390	8.040	7.800	111107	158	15.800
1.25	57.70	51.40	390	372	7.800	7.440	108180	154	15.400
1.50	60	50	366	360	7.320	7.200	113752	185	18.500

En el cuadro gráfico aludido (plano B) están representados con tinta azul los datos referentes al tipo A, que son, las dos curvas que representan las influencias de los dos pilares y una tercera que representa la influencia de los hierros.

Para el tipo B, los elementos análogos son indicados por otras tres curvas.

Dos otras curvas indican la suma respectiva de las anteriores y reasumen la discusión.

Las tangentes horizontales indican los mínimos de ambas, de los cuales hemos elegido el mínimo absoluto que expresa, como se sabe, el menor costo.

Este es el caso que hemos adoptado para nuestro puente que, como lo indica el croquis B, se compone de tres vigas: dos laterales parabólicas de treinta y ocho metros de luz y una central de cincuenta y siete metros de luz entre los pilares con dos partes salientes de $13^{m}50$ cada una.

CÁLCULO DE LAS VIGAS

Exposición del método seguido

Son vigas continuas que reposan sobre cuatro apoyos con una articulación en cada uno de los tramos laterales. El cálculo gráfico está representado en el plano I.

El método empleado es el siguiente:

Supongamos la viga cargada de una manera cualquiera. Construimos en cada tramo el polígono funicular de la carga sin tener en cuenta la continuidad.

Como los momentos de flexión en las articulaciones J y K deben ser iguales á 0, para tener los momentos sobre los pilares B y C basta unir los puntos A y J'; D y K' prolongando AJ' y DK' hasta el encuentro del pilar respectivo (figura 3, lámina A).

Los momentos que obran sobre la viga son siempre comprendidos entre estas rectas y los polígonos funiculares correspondientes. Ellos son alternativamente positivos y negativos.

Cargas más desfavorables

Momentos de flexión. — Notemos ante todo, que las partes AJ y KD son vigas que reposan libremente sobre dos apoyos y por consiguiente se calcularán según los métodos ordinarios.

Consideremos una fuerza P (figura 3) recorriendo la viga desde A hacia D. En tanto que se encuentre en el tramo AB, producirá momentos negativos en BC y no tendrá influencia sobre CD.

Llegando á BC producirá momentos positivos en este tramo y será sin influencia sobre los tramos extremos. Para una posición en CD la influencia es simétrica de la primera sobre AB.

Según esto, los momentos máximos positivos en el tramo central se producirán cargando enteramente éste y descargando los tramos vecinos. Los momentos máximos negativos en el mismo tramo tendrán lugar para la carga complementaria.

Para las partes sobresalientes JB y CK se ve (la misma figura) que los momentos son siempre negativos y son máximos en cada uno de ellos cuando el tramo correspondiente es enteramente cargado, siendo indiferente que los otros dos tramos estén cargados ó descargados.

Esfuerzos de corte.— Hagamos mover como precedentemente una fuerza P de A hacia D. Los *tres casos* que pueden presentarse están representados en la figura 4.

Estando la fuerza P en AJ produce en JB y en BC esfuerzos de corte negativos y es sin influencia sobre la abertura CD. En cuanto á la intensidad de este esfuerzo, se puede obtener fácilmente; sea P′ la reacción producida en J por la carga P. Se ve que para JB el esfuerzo de corte será constante é igual á P′.

Lo mismo, para BC será constante é igual en valor absoluto á la reacción C.

Actuando la fuerza P entre J y B, no ejerce influencia sobre la parte situada á la izquierda, desde A á P ; y ella produce sobre PB esfuerzos de corte negativos iguales á P y sobre BC también esfuerzos de corte negativos iguales á — C.

Ella no tiene influencia sobre la abertura CD.

Por último, la fuerza P obrando en BC no ejerce influencia sobre los tramos vecinos y nos encontramos entonces en el caso de una viga BC reposando libremente sobre dos apoyos.

De lo que precede resulta:

1° Sobre la parte BJ, jamás se producirán esfuerzos de corte positivos ;

2° Los esfuerzos de corte máximos negativos entre J y B se obtendrán cargando totalmente la parte situada entre J y la sección considerada, el resto del puente pudiendo ser indiferentemente cargado ó descargado ;

3° Los esfuerzos de corte máximos positivos entre B y C se obtendrán cargando completamente la parte situada entre la sección considerada y uno de los apoyos vecinos.

En cuanto á los tramos extremos, se cargará completamente el adyacente al segmento cargado.

Los esfuerzos de corte máximos negativos serán producidos por la carga complementaria.

Notemos, para terminar, que en el caso de cargas concentradas, el momento y los esfuerzos de corte máximos se obtienen siempre

acumulando las cargas más pesadas en la cercanía de la sección considerada.

Dados estos antecedentes, pasemos al cáculo de las vigas.

Conocida ya la distribución de los pilares y de las articulaciones, hemos hecho aplicación por última vez de las fórmulas de Winkler sobre el peso teórico y obtenido los siguientes resultados :

$g = 2740$ kilógramos por metro lineal

para la viga central de ochenta y cuatro metros de largo y

$g = 1866$ kilógramos por metro lineal

para las vigas laterales de treinta y ocho metros.

Con esos valores del peso propio hemos hecho un primer cálculo y determinado las secciones principales de las vigas y en seguida su peso propio.

Es con este segundo peso, más exacto que el primero, que hemos hecho el cálculo definitivo.

Los valores indicados son : $g = 1860$ kilógramos por metro corriente de puente, para las vigas parabólicas.

Para las partes sobresalientes: $g = 2600$ kilógramos por metro corriente de puente.

Para el tramo central : $g = 2720$ kilógramos por metro corriente de puente.

Valores que difieren muy poco de los determinados según las fórmulas y cuadros de Winkler; pero, nos ha parecido más exacto proceder así, no tan sólo porque ellos nos inspiraban más confianza, sino porque nos permitían hacer distinción entre el peso de la parte sobresaliente de la viga central y de la paralela comprendida entre los pilares.

Las veredas de cada lado, tienen un ancho de un metro, que me ha parecido suficiente y pueden ser cargadas, según el programa, con doscientos kilógramos por metro cuadrado ó sea doscientos kilógramos por metro corriente.

En cuanto á la sobrecarga móvil hemos tomado un tren formado de dos locomotoras tipo N, colocadas chimenea contra chimenea, seguidas ambas de wagones. Esta disposición me ha parecido más conveniente, tanto por el efecto más desfavorable que puede pro-

ducir sobre la construcción, cuanto por la mayor simetría que da á los cálculos gráficos.

El peso y dimensiones de las locomotoras y wagones son las del material rodante de los ferrocarriles de la provincia, de acuerdo con las condiciones del programa.

Según lo que hemos dicho precedentemente, el cálculo de los momentos y de los esfuerzos de corte máximos no es más que una aplicación de las propiedades del polígono funicular, lo que nos permitirá limitarnos en su descripción á lo más estrictamente indispensable.

Momentos máximos

a) Vigas parabólicas. — Los momentos máximos han sido determinados como para una viga ordinaria que reposa sobre dos apoyos (véase plano I). Hemos supuesto cargada completamente la viga con el tren formado de la manera indicada y poniendo las ruedas más pesadas en la cercanía de la sección considerada y con una sobre la sección misma. Se han ensayado así diferentes posiciones eligiendo aquellas que dan los más grandes esfuerzos. Esto en cuanto á la sobrecarga móvil producida por el tren.

En cuanto al peso propio y á las sobrecargas de doscientos kilógramos que actúan sobre las veredas, se obtiene inmediatamente su influencia construyendo las parábolas respectivas cuyas flechas se calculan por medio de la conocida fórmula

$$f = \frac{\frac{1}{2} p l^2}{H}$$

en que p es el peso por metro corriente, l la mitad de la luz y H la distancia polar.

Se ve que los momentos en esta parte son siempre positivos.

Hemos seguido en el plano I una notación rigurosa que permite comprender todas las operaciones sin grandes esfuerzos.

Todas las dimensiones que se refieren al *primer tramo* han sido afectadas del índice uno, y del índice dos las que se refieren al *segundo*.

Los esfuerzos de corte son representados por números árabes 1, 2, 3... y los momentos por números romanos I, II... En fin, á

todas las cantidades negativas se las ha afectado del exponente '.

El plano I nos enseña los momentos máximos de la sobrecarga y del peso propio obtenidos.

b) Tramo central. — Los momentos máximos positivos han sido obtenidos como para una viga que reposa sobre dos apoyos.

En cuanto á los máximos negativos se han cargado completamente los tramos laterales, para obtenerlos, acumulando las cargas más pesadas cerca de las articulaciones y se ha descargado el tramo central. Para esto, se ha dividido el tren en dos mitades simétricas y se ha obtenido así dos momentos iguales sobre los pilares B1 y C2 y una superficie de momentos limitada por la recta 1 2.

Para obtener el máximo momento negativo sobre el pilar B, por ejemplo, es menester cargar totalmente el tramo lateral adyacente. Las cargas en BC no tienen influencia sobre este momento. Se puede, por consiguiente, acumular el tren con sus dos locomotoras sobre el tramo lateral izquierdo y obtener así un momento B3. sobre el pilar, más grande que B1. Como la curva de los momentos sobre BC es representada por la recta 3C y que se puede obtener sobre el pilar C, un momento C4 = B3, se ve finalmente (figura 5, lámina A) que la curva de los momentos máximos negativos para BC, es limitada por el polígono 3, 5, 6, 4.

c) Parte sobresaliente ó en cónsola. — Los momentos aquí son siempre negativos y han sido determinados por el método ordinario cargando toda la viga, desde el estribo A hasta la sección considerada.

En esta operación no importa que algunas ruedas pasen la sección á la derecha. La influencia del peso propio de la sobrecarga es dada inmediatamente por las parábolas correspondientes.

Notemos que para los tramos laterales, la carga por metro corriente de peso propio tiene dos valores diferentes. Para AJ: $g = 930$ kilógramos y para JB: $g = 1300$ kilógramos.

Sabemos que para cada una de estas cargas, el polígono funicular correspondiente será un arco de parábola.

Se trata entonces de construir estos dos arcos de parábola, de modo que tengan una tangente común en J'.

Sea l la luz y H la distancia polar elegida. Se ve inmediatamente, llamando AJ $= a$ y JB $= b$ y g_1 y g_2 las dos cargas (figura 6), que :

$$A\,1 = \frac{l}{H} \times \frac{g_1 a^2}{2l}$$

$$1\,2 = \frac{l}{H} \times \frac{g_2\, b \left(a + \frac{b}{2}\right)}{l}$$

$$B\,3 = \frac{l}{H} \times \frac{g_2 b^2}{2l}$$

$$3\,4 = \frac{l}{H} \times g_1 a \times \frac{\left(b + \frac{a}{2}\right)}{l}$$

Conociendo así dos tangentes de cada una de las parábolas y sabiendo que ellas tienen ejes verticales, se las puede construir inmediatamente (ver plano I). Uniendo en seguida AJ′ (figura 6) se obtiene en BB_1 el momento sobre el pilar.

Esfuerzos de corte. — Para el peso propio las curvas de los esfuerzos de corte son rectas (véase la figura 7).

Los esfuerzos sobre los pilares se obtienen directamente, y son :

$$A_1\,1 = 2J' = 19 \times 930 = 17670 \text{ kilóg.}$$
$$B_1\,3 = 17670 + 13{,}5 \times 1300 = 35520 \quad »$$
$$B_1\,4 = C_1 6 = 28{,}5 \times 1360 = 38760 \quad »$$

Para la sobrecarga que actúa en las veredas, se obtienen, como se sabe, para la viga parabólica dos parábolas 1J″ y $A_2 2$.

Los segmentos:

$$A_2\,1' = 2J'' = 19 \times 200 = 3800 \text{ kilóg.}$$

Para la parte en cónsola JB, la curva de los esfuerzos de corte es una recta 2′3′ y

$$B_2\,3' = 3800 + 200 \times 13.5 = 6500 \text{ kilóg.}$$

Para el tramo central se obtienen dos parábolas que cortan sobre los apoyos segmentos:

$$5'8' = 6'9' = 200 \times 28,5 = 5700 \text{ kilóg.}$$

En segundo lugar, la influencia de los tramos laterales alternativamente cargados da *dos* rectas 5'7' y 4'6' que interceptan sobre los apoyos los segmentos:

$$B_2 5' = B_2 4' = C_2 7' = C_2 6' = \frac{3800 \times 13.5 = 2700 \times 6.75}{57} =$$

$$1200 \text{ kilógramos}$$

Sobrecarga móvil. — Esta es la producida por el tren de carga considerado y para tener los esfuerzos de corte á que da origen, hemos determinado para las diferentes secciones de la viga los esfuerzos de corte máximos obtenidos cargándola hasta la sección considerada. De ahí resultan las curvas representadas en el plano I. Después, para obtener los esfuerzos en las diferentes barras, hemos tomado como fuerza exterior, la ordenada correspondiente al medio del espacio entre dos montantes y entre los cuales está la sección considerada. Este método no es absolutamente exacto, sería necesario determinar para cada caso el límite de carga que no cae siempre en el medio del espacio entre los dos montantes. Pero para cargas concentradas, este límite no puede ser determinado, sino ensayando sucesivamente el efecto producido por cargas que pasan más allá de la sección.

Estos cálculos tienen más bien un interés teórico que práctico, y los valores obtenidos finalmente, difieren muy poco de las ordenadas tomadas al medio de los intermontantes.

Como el polígono funicular de la sobrecarga producida por el tren, ha sido construido con $l = 38^m$ como distancia polar; las ordenadas de este polígono dan directamente los esfuerzos de corte máximos para la viga parabólica.

Para la viga central, estas ordenadas deben ser multiplicadas por la relación $\frac{38}{57}$. Á más, es menester agregar el esfuerzo de corte constante B (figura 8) proveniente de la influencia de uno de los tramos vecinos. Este esfuerzo B, por otra parte, resulta directamente del momento sobre el pilar C, y así:

$$B = \frac{C.38}{57}$$

Para la parte sobresaliente, el esfuerzo de corte se obtiene en el polígono de las fuerzas, trazando por el polo 0 dos vectores paralelos á los lados del polígono funicular que se encuentran en la sección considerada.

Todas las curvas de los esfuerzos de corte, obtenidos según los métodos anteriormente expuestos, están representadas en el plano I.

Descomposición de las fuerzas exteriores en los elementos de las vigas.— Las partes AJ y DK son vigas parabólicas ordinarias de $4^{m}60$ de flecha. La parte central es una viga recta de $5^{m}50$ de altura. En cuanto á las partes sobresalientes, son arcos de parábola. Naturalmente, las parábolas han sido reemplazadas en cada caso por el polígono inscrito.

Para la determinación de los esfuerzos en las platabandas superiores é inferiores, es necesario determinar los centros de gravedad de todas estas secciones. Pero se puede también tomar entre las cantoneras exteriores y restar algunos centímetros. Así que para la viga recta hemos tomado $5^{m}40$ como distancia constante entre los centros de gravedad superiores é inferiores. El error cometido operando de este modo, no alcanza, seguramente, á 1 %.

Para la viga paralela, los esfuerzos en las platabandas resultan de la división de los momentos de flexión por la altura $5^{m}40$.

Los esfuerzos de corte en los montantes, son iguales á las ordenadas de las curvas de los esfuerzos de corte y los esfuerzos en las barras de enrejado diagonales, son iguales á las hipotenusas correspondientes.

Tratándose de la viga parabólica, como se sabe, puesto que es lo que en general la caracteriza, el peso propio no tiene influencia más que en las platabandas, y estas fuerzas son iguales á los momentos divididos por los brazos de palanca correspondientes. De igual modo se determinan los esfuerzos producidos por la sobrecarga sobre las mismas platabandas.

En cuanto á las barras de enrejado, los esfuerzos que actúan sobre ellas, se obtienen por la simple descomposición de los esfuerzos de corte obtenidos precedentemente.

Todas estas construcciones elementales están representadas en el plano I.

El cuadro de la página 213 y siguientes, indica para cada elemento de la viga los esfuerzos máximos que obran sobre ellos, tanto provenientes del peso propio, como de la sobrecarga.

Hemos hecho distinción de los efectos positivos y negativos de la sobrecarga, de conformidad con las fórmulas de Winkler y las estipulaciones del programa.

Según la citada fórmula, la sección F de una barra es dada por:

$$F = \frac{P_0}{\rho_0} + \frac{P_1}{\rho_1} + \frac{P_2}{\rho_2}$$

De acuerdo con las indicaciones de Winkler y del señor profesor Duclout, en su Curso de resistencia de materiales, hemos tomado en todos los casos los coeficientes ρ_0, ρ_1 y ρ_2 que corresponden á la compresión predominante; de esta manera evitamos tener en cuenta los agujeros de los remaches, que de otro modo tendríamos que restarlos en las piezas que trabajan á la tensión.

Así que hemos usado los siguientes valores:

$$\rho_0 = 1225 \qquad \rho_1 = 630 \qquad \rho_2 = 1200$$

y la fórmula anterior se vuelve

$$F = \frac{P_0}{1225} + \frac{P_1}{630} + \frac{P_2}{1200}$$

con la cual hemos determinado las secciones que van consignadas en la tabla respectiva, correspondientes á los esfuerzos hallados anteriormente y que también van como lo dije ya, en una tabla adecuada.

Nota.— Se verá según las tablas aludidas, que los montantes de la viga parabólica, trabajan á la tensión bajo la influencia del peso propio. En efecto, cada uno de ellos (figura 9) tiene que transmitir á la platabanda superior, el peso propio del puente sobre $4^{m}75$ de longitud. Este peso es proximamente de 780 kilógramos por metro corriente, así que:

$$P = 780 \times 4.75 = 3^{t}7$$

CONTRAVENTAMIENTO

Debemos ahora considerar la influencia del viento. Para esto, comenzaremos haciendo un estudio comparativo de los dos casos que pueden presentarse:

1° Viento de 250 kilógramos por metro cuadrado y que impide la circulación de los trenes;

2° Viento de 150 kilógramos por metro cuadrado con los trenes en circulación.

Haciendo aplicación de la fórmula de Winkler (1) para la viga parabólica, tomando la altura media $h = 4^m$; nos resulta para el primer caso

$$p = 250\,[0,32 + 0,48] = 560$$

y para el segundo caso (viento de 150 kilos) viene

$$p = 150\,[0.32 + 0.48 \times 4 + 2.50] = 710 \text{ kilóg.}$$

Visto que este último es el más desfavorable, será el que tomaremos en nuestros cálculos.

Para el tramo central de 5^m50 de altura

$$p = 150\,[0.32 + 0.48 \times 5.5 + 2.50] = 820 \text{ kilóg.}$$

Proyectamos un contraventamiento continuo, que se extiende en toda la longitud de la viga y situado inferiormente á la vía.

Hemos supuesto que todo el esfuerzo del viento es soportado únicamente por este contraventamiento inferior, sin tener para nada en cuenta el contraventamiento superior, que también se construirá en el tramo central. Hemos procedido así, porque el cálculo exacto sería demasiado complicado, sin que sea compensado por notables diferencias, pues que las fuerzas no actuando en el eje de la viga, producirían esfuerzos de torción, que harían engorrosos los cálculos.

(1) Ver Duclout, *Curso de resistencia de materiales*, pág 101.

Tenemos entonces el caso de una viga continua reposando sobre tres apoyos.

Los momentos sobre el pilar han sido determinados por el método gráfico ordinario, que resulta de la aplicación directa del teorema de Mohr sobre las propiedades de la línea elástica (en esta parte hemos seguido á W. Ritter en su obra *La línea elástica y su aplicación á la viga recta).*

Los momentos de flexión y los esfuerzos de corte así obtenidos, son representados en el plano I.

Los esfuerzos correspondientes que obran, tanto en las platabandas como en los enrejados del contraventamiento, se encuentran en la tabla respectiva.

Para determinar las secciones, hemos empleado la siguiente fórmula de Winkler para el caso de contraventamiento flojo

$$F_v = \frac{P_v}{950}.$$

Notaremos que en la viga parabólica, como la curva de los momentos (parábola) no es simétrica respecto al eje de la viga, los esfuerzos del viento no son iguales en las platabandas simétricas, como se verá en la tabla citada; pero nosotros hemos tomado el mayor de ellos para ambas barras.

Sucede otro tanto con las piezas de puente que también forman parte del contraventamiento; á éstas, las hemos dividido en tres grupos correspondientes á los trozos de viga AJ, JB y BC y hemos aplicado á todas las del grupo respectivamente el esfuerzo mayor de una de ellas.

Tanto en este caso, como en el anterior, esta disposición ha sido tomada á fin de obtener secciones iguales, facilitando así, la construcción.

Viga parabólica

(En toneladas)

Platabanda superior

Barras	P_0	P_1	P_2	P_v
0_1 1_1	38.8	102.4	0	—
1_1 3_1	38.4	96.5	0	—
3_1 5_1	37.3	91.7	0	—
5_1 7_1	37.4	90.2	0	—

Platabanda inferior

Barras	P_0	P_1	P_2	P_v
0_1 2_1	34.7	92.4	0	9.4
2_1 4_1	34.7	92.4	0	18.7
4_1 6_1	36.1	90.8	0	24.9
6_1 8_1	36.3	89.6	0	27.6
		Montantes		
1_1 2_1	3.7	8.0	0	—
3_1 4_1	3.7	11.2	0	—
5_1 6_1	3.7	10.8	0	—
7_1 8_1	3.7	6.6	0	—
		Diagonales		
1_1 4_1	0	15.0	0	—
3_1 6_1	0	17.9	0	—
5_1 8_1	0	21.1	0	—
2_1 3_1	0	46.9	0	—
4_1 5_1	0	30.0	0	—
6_1 7_1	0	13.3	0	—

Viga sobresaliente ó en cónsola

Platabanda superior

15_1 16_1	66.1	145.8	0	—
16_1 18_1	68.1	150.0	0	—
18_1 20_1	70.7	148.6	0	—
		Platabanda inferior		
15_1 17_1	63.8	136.0	0	3.1
17_1 19_1	63.3	133.0	0	18.7
19_1 21_1	65.1	138.6	0	37.4
		Montantes		
16_1 17_1	1.0	6.6	0	—
18_1 19_1	0.7	4.1	0	—
20_1 21_1	32.4	62.3	0	—

Diagonales

Barras	P_0	P_1	P_2	P_3
17_1 18_1	16.0	45.8	0	—
19_1 20_1	9.8	25.6	0	—

Viga paralela

Platabanda superior

1_2 3_2	29.6	120.8	52.0	—
3_2 5_2	0.0	111.2	93.5	—
5_2 7_2	19.5	122.4	110.3	—
7_2 9_2	31.9	141.7	110.0	—
9_2 11_2	35.7	148.5	110.0	—

Platabanda inferior

0_2 2_2	66.1	139.8	0	34.0
2_2 4_2	29.6	120.8	52.0	11.6
4_2 6_2	0.0	111.2	93.5	5.4
6_2 8_2	19.5	122.4	110.3	17.5
8_2 10_2	31.9	141.7	110.0	22.8

Montantes

0_2 1_2	35.0	65.9	12.3	—
2_2 3_2	27.0	56.1	14.7	—
4_2 5_2	19.3	47.4	17.7	—
6_2 7_2	11.6	39.4	1.3	—
8_2 9_2	4.0	32.7	0.0	—
10_2 11_2	0.0	32.7	0.0	—

Diagonales

1_2 2_2	48.2	90.3	17.0	—
3_2 4_2	38.8	81.0	21.2	—
5_2 6_2	27.8	68.3	25.5	—
7_2 8_2	16.7	56.8	16.7	—
9_2 10_2	5.8	47.0	5.8	—
6_2 9_2	0.0	31.5	0.0	—
8_2 11_2	0.0	38.0	0.0	—

La tabla que sigue contiene las secciones necesarias totales para cada barra, y las que hemos adoptado; estas últimas se encuentran también representadas con sus dimensiones y números correspondientes, en el plano II.

Viga parabólica

(En milímetros cuadrados)

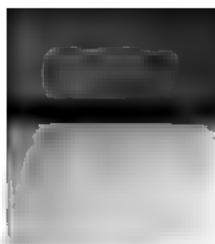
Platabanda superior

Barras	F_0	F_1	F_2	F_v	ΣF	Sec. real
0_1 1_1	3160	16250	0	—	19410	19500
1_1 3_1	3120	15320	0	—	18440	19500
3_1 5_1	3040	14580	0	—	17620	19500
5_1 7_1	3050	14340	0	—	17390	19500
Platabanda inferior						
0_1 2_1	2825	14660	0	990	18475	20300
2_1 4_1	2825	14660	0	1970	19455	20300
4_1 6_1	2945	14600	0	2625	20170	20300
6_1 8_1	2960	14220	0	2910	2009	20300
Montantes						
1_1 2_1	301	1270	0	—	1571	4716
3_1 4_1	301	1780	0	—	2081	4716
5_1 6_1	301	1720	0	—	2031	4716
7_1 8_1	301	1050	0	—	1351	4716
Diagonales						
1_1 4_1	0	2380	0	—	2380	2500
3_1 6_1	0	2845	0	—	2845	3000
5_1 8_1	0	3350	0	—	3350	4400
2_1 3_1	0	7440	0	—	7440	7840
4_1 5_1	0	4770	0	—	4770	5000
6_1 7_1	0	2110	0	—	2110	2200

Viga sobresaliente ó en cónsola

Platabanda superior

15_1 16_1	5395	23100	0	—	28495	30640
16_1 18_1	5560	23800	0	—	29360	30640
18_1 20_1	5750	23600	0	—	29350	30640



Platabanda inferior

Barras	F_0	F_1	F_2	F_v	ΣF	Sec. real
15_1 17_1	5200	21600	0	326	27126	27600
17_1 19_1	5160	21100	0	1970	28230	32100
14_1 21_1	5305	22000	0	3940	31245	32100

Montantes

16_1 17_1	82	1048	0	—	1130	6800
18_1 19_1	57	650	0	—	707	6800
20_1 21_1	2630	9900	0	—	12530	13600

Diagonales

17_1 18_1	1320	7260	0	—	8580	8800
19_1 20_1	799	4070	0	—	4869	5000

Viga paralela

Platabanda superior

1_2 3_2	2410	19200	4340	—	25950	25960
3_2 5_2	0	17620	7800	—	25420	25960
5_2 7_2	1586	19450	9200	—	30236	30640
7_2 9_2	2600	22500	9170	—	34270	35840
9_2 11_2	2910	23600	9170	—	35680	35840

Platabanda inferior

0_2 2_2	5395	22200	0	3580	31175	32100
2_2 4_2	2410	19200	4340	1220	27170	27600
4_2 6_2	0	17620	7800	569	25988	27600
6_2 8_2	1586	19150	9200	1840	32076	32100
8_2 10_2	2600	22500	9100	2400	36600	36600

Montantes

0_2 1_2	2850	10440	1026	—	14316	15600
2_2 3_2	2200	8900	1226	—	12326	13600
4_2 5_2	1574	7510	1178	—	10562	13600
6_2 7_2	945	6250	108	—	7303	13600
8_2 9_2	325	5195	0	—	5520	6800
10_2 11_2	0	5195	0	—	5195	6800

Diagonales

Barras	F_0	F_1	F_2	F_v	ΣF	Sec. real
1_2 2_2	3930	14350	1420	—	19700	20160
3_2 4_2	3160	12850	1765	—	17775	17920
5_2 6_2	2270	10850	2125	—	15245	15280
7_2 8_2	1360	9010	1394	—	11764	12000
9_2 10_2	473	7460	483	—	8416	9000
6_2 9_2	0	5000	0	—	5000	5000
8_2 11_2	0	6030	0	—	6030	6600

Contraventamiento

Barras	P_v	F_v
	Toneladas	Milím. cuadr.
0_1 2_1	6.2	652
2_1 4_1	16.2	1740
4_1 6_1	22.8	2400
6_1 8_1	27.0	2840
8_1 10_1	27.7	2910
10_1 12_1	24.9	2625
12_1 14_1	18.7	1970
14_1 15_1	9.4	990
15_1 17_1	3.1	326
17_1 19_1	18.7	1970
19_1 21_1	37.4	3940
0_2 2_2	34.0	3580
2_2 4_2	11.6	1220
4_2 6_2	5.4	569
6_2 8_2	17.5	1840
8_2 10_2	22.8	2400

Enrejado

Nº de las divisiones	P_v	F_v	Sección necesaria	Sección real
	Toneladas	milím. cuadr.		
1_1	17.1	1800	1800	1980
2_1	12.6	1330	1330	1500
3_1	7.7	810	810	1500
4_1	3.1	327	327	1500

N° de las divisiones	P_v	F_v	Sección necesaria	Sección real
	Toneladas	milím. cuadr.		
5_1	1.4	147	147	1500
6_1	6.5	684	684	1500
7_1	10.8	1136	1136	1500
8_1	15.4	1620	1620	1980
9_1	19.0	1990	1990	1980
10_1	23.8	2510	2510	3600
11_1	28.1	2960	2960	3600
1_2	33.3	3505	3505	3600
2_2	25.6	2700	2700	3600
3_2	18.3	1925	1925	1988
4_2	10.9	1150	1150	1500
5_2	3.7	390	390	1500

Montantes del contraventamiento

(Piezas de puente)

Series	P_v	Sección real
AJ	12.3	20500
JB	20.6	20500
BC	21.3	20500

CÁLCULO DE LAS LONGRINAS

La luz de estas piezas en el tramo central es de 5^m70.

Las cargas que actúan sobre una de estas vigas son: carga permanente y peso propio:

$$p = 200 \text{ kilóg. por metro corriente}$$

Para la sobrecarga hemos tomado el caso más desfavorable, indicado por el croquis (figura 10, lámina A), y que se presenta durante el pasaje de tres ruedas de locomotora.

El momento máximo para la rueda central es:

$$M = 5950 \frac{[16.75 - 3x]}{5.7} x - 5950 \times 1.45 + 570 \times x - 200 \frac{x^2}{2}$$

Para tener el máximo de M, pondremos

$$\frac{dm}{dx} = 0$$

de donde resulta para x:

$$x = 2^{m}75$$

y sustituyendo

$$M = 16583 \text{ kilográmetros.}$$

El momento mínimo en el punto considerado se produce cuando la viga está sometida tan sólo al peso propio y :

$$M' = 570x - 200 \frac{x^2}{2} = 811 \text{ kilográmetros.}$$

Segun Winkler, el esfuerzo específico admisible es

$$\rho = \frac{6.30}{1 - 0.49 \frac{\text{mín.}}{\text{max.}}}$$

que en nuestro caso es

$$\rho = 6.45$$

La sección adoptada para la longrina es la indicada en el croquis de la figura 11, lámina A.

El valor del momento de resistencia que se deduce de esta sección, es el siguiente:

$$\frac{I}{V} = 0^{m^3}002590$$

y el esfuerzo máximo por milímetro cuadrado de sección:

$$\rho' = \frac{M_m}{\frac{I}{V}} = \frac{16583}{2590} = 6.38$$

que como se ve es más pequeño que ρ, esfuerzo específico admisible.

Para los tramos laterales, la luz de las longrinas es de 4^m75.

El momento máximo para el caso de la sobrecarga más desfavorable indicada por el croquis (figura 10) y que se produce debajo de la segunda rueda es:

$$M = 5950\,\frac{4.75 + (4.75 - x) + (4.75 - x - 1.80) + (4.75 - x - 1.80 - 1.45)}{4.75}\,x$$

$$- 5950 \times 1.45 + 4.75 \times x - 200\,\frac{x^2}{2} =$$

$$5950\,\frac{13.95 - 3x}{4.75}\,x - 5950 \times 1.45 + 4.75x - 200\,\frac{x^2}{2}$$

de la cual se deduce que para

$$\frac{dm}{dx} = 0$$

$$x = 2.32$$

$$M = 12094 \text{ kilográmetros.}$$

El momento mínimo

$$M' = 4.75x - 200\,\frac{x^2}{2} = 564 \text{ kilográmetros}$$

y según Winkler

$$\rho = \frac{6.30}{1 - 0.49\,\frac{564}{12094}} = 6.44$$

La sección adoptada es la que indica el croquis de la figura 11 suprimiendo las tablas y reemplazando los hierros ángulos por otros de $\frac{80 \times 80}{13}$ milímetros.

El momento de resistencia

$$\frac{I}{V} = 1880 \text{ cent. cúbicos}$$

y

$$\rho' = \frac{M}{\frac{I}{V}} = \frac{12094}{1880} = 6.43.$$

Para la parte en cónsola en que la luz de las longrinas es de $4^{m}50$, hemos adoptado la misma sección que en las precedentes.

PIEZAS DE PUENTE

Vamos á hacer el cálculo de estas piezas, poniéndonos en el caso más desfavorable, que tiene lugar durante el pasaje de una rueda de locomotera sobre la pieza de puente, como lo indica el croquis (figura 12), que da la posición de las ruedas para el caso del tramo central.

La presión ejercida sobre la pieza de puente es de

$$5950 + 5950 \frac{8.15}{5.7} + 5050 \frac{0.85}{5.7};$$

esto en cuanto á la sobrecarga.

La presión debida al peso de la longrina es:

$$200 \times 5.7$$

y la presión total:

$$P = 16400 \text{ kilóg.}$$

El peso propio de la pieza de puente es de:

$$p = 150 \text{ kilóg. por metro lineal.}$$

La luz de la pieza es de $4^{m}81$ (figura 13), y la distancia entre las longrinas es de 1.676.

Entonces el momento máximo

$$M = 16400 \times 1.567 + \frac{1}{8} \times 150 \times \overline{4.81}^2 = M\ 26132 \text{ kigm.}$$

El momento mínimo:

$$M' = \frac{1}{8} \times 150 \times \overline{4.81}^2 = 434 \text{ kilográmetros.}$$

Por otra parte, el esfuerzo de compresión en la pieza proveniente de la presión del viento, puesto que también forma parte del contraventamiento horizontal, es según hemos visto de 21300 kilógramos, según se ha dicho ya al hablar del contraventamiento, se ha elegido la *pieza de puente* que soporta el mayor esfuerzo suponiendo el mismo para las demás.

La sección adoptada para la pieza, es la que indica el croquis de la figura 14.

$$F = 20500 \text{ mm}^2$$

y el momento de resistencia:

$$\frac{V}{I} = 0^{m^3}004860$$

Consideremos la superficie de 1 mm² en la fibra extrema que trabaja más.

Según Winkler es necesario que:

$$1 = \frac{\rho'''}{12.25} + \frac{\rho'}{6.30} + \frac{\rho''}{9.50}$$

en que ρ''' representa el esfuerzo proveniente del peso propio, ρ' el de la sobrecarga y ρ'' el del viento.

Y en nuestro caso en que

$$\rho''' = \frac{434}{4868};\ \rho' = \frac{26132}{4868};\ \rho'' = \frac{213}{205};$$

se tiene

$$\frac{\rho'''}{12.25} + \frac{\rho'}{6.30} + \frac{\rho''}{9.5} = 1.0$$

la sección es luego suficiente.

Para los tramos laterales en que la separación de las piezas de puente es de 4^m75, se encuentra para el momento máximo

$$M = 23547 \text{ kilográmetros}$$

que es muy poco diferente del encontrado para el tramo precedente, por cuya razón hemos empleado la misma sección. Por consiguiente, todas las piezas de puente tendrán la misma sección.

CÁLCULO DE LOS APOYOS

Tenemos que determinar previamente las reacciones sobre los apoyos de las diferentes vigas, las cuales se encuentran en el plano I ya determinadas y son:

1° Viga parabólica:

	toneladas	
Peso propio............	$R_1 = 18$	en los apoyos A y C.
Sobrecarga total........	$R_2 = 43$	
Total.......	$R = 61$	

2° Viga recta con partes sobresalientes :

	toneladas	
Peso propio..............	$R_1 = 39$	en B
Sobrecarga total..........	$R_2 = 71$	
Total........	$R = 110$	

Observaremos que los valores obtenidos por el cálculo para las dimensiones de los apoyos son generalmente muy pequeños; en vista de lo cual y de acuerdo con varios autores, nos ha parecido mejor admitir dimensiones prácticas y calcular si ellos son suficientes para resistir los esfuerzos que tienen que soportar.

Apoyo A

Las dimensiones admitidas para este apoyo son las indicadas en la figura 5. Como se ve, la viga viene á descansar sobre rodillos, de tal manera que permitan su libre dilatación por los cambios de temperatura; como también sobre un perno que la permite oscilar libremente.

Todas las partes de los apoyos y articulaciones deben ser de *acero,* con excepción hecha de la placa inferior que va incrustada sobre la mampostería y que es de fundición.

La parte superior del cojinete trabaja á la flexión. Admitamos

que la fuerza R (figura 16) se reparta uniformemente sobre él; entonces el momento máximo en el eje tendrá por expresión:

$$M = \frac{1}{8} Rl = \frac{1}{6} \times \rho \times b \times a^2$$

igualándolo al momento de resistencia de la sección,

Despejando á ρ y remplazando las cantidades que entran por sus valores, viene:

$$\rho = \frac{6}{8} \times \frac{61 \times 500}{500 \times 80^2} = 7.2 \text{ kig. mm}^2$$

coeficiente de trabajo admisible.

Para el perno hemos empleado la siguiente fórmula conocida

$$R = \frac{1}{2} \rho . d . b$$

que supone una variación de la presión vertical proporcional á las ordenadas de una parábola de base igual á $^3/_4\ d$.

Sustituyendo en la anterior:

$$\rho = \frac{2 \times 61.000 \text{ ton.}}{60 \times 500} = 4.1$$

valor también admisible.

El cojinete triangular inferior es igual al superior.

Para los rodillos hemos empleado la siguiente fórmula (*Enciclopedia del ingeniero*)

$$R = n \times \frac{4}{3} \rho \sqrt{\frac{\rho}{\varepsilon}} . d . b$$

en que n es el número de rodillos y ε el módulo de elasticidad.

Sustituyendo en esta fórmula, viene para ρ

$$\rho = 4.90$$

que es perfectamente bueno.

Presión sobre la mampostería por centímetro cuadrado

$$\rho = \frac{60 \times 50}{61.000} = 20^k4$$

valor también admisible para piedra granítica que se empleará en los apoyos.

Apoyo B

Los cálculos de éste son semejantes á los del anterior. La reacción R = 110 toneladas. Las dimensiones adoptadas las indica la figura 17.

Tenemos para las diferentes partes:

$$M = \frac{1}{8}\, 110 \times 700 = \frac{1}{6}\, \rho \times 600 \times \overline{100}^2$$

$$\rho = \frac{77}{8} = 9^k65 \text{ por milímetro cuadrado}$$

Para el perno:

$$110 = \frac{1}{2}\, \rho . 70 \times 600$$

$$\rho = 5^k25$$

En cuanto á los rodillos:

$$110 = 8 \times \frac{4}{3}\, \rho \sqrt{\frac{\rho}{E}} \times 70 \times 600$$

de donde:

$$\rho = \sqrt[3]{22.000 \left(\frac{110}{448}\right)^2} = 10^k0$$

La presión sobre la mampostería por centímetro cuadrado es:

$$\rho = \frac{110.000}{80 \times 60} = 22^k8$$

Valores todos admisibles.

Articulación C

La articulación que hemos empleado, semejante á la usada en el viaducto de Kentucky (Estados-Unidos), nos ha parecido que es la que mejor satisface no sólo las condiciones estéticas, difíciles en nuestro caso de llenar con las ordinarias empleadas en los apoyos, sino que de este modo hacemos que el centro práctico de giración se aproxime en mucho al centro matemático de rotación que se ha tenido en vista en los cálculos.

Por otra parte, las fuertes planchas unidas á las almas de las vigas, de modo que sus extremidades vengan á ser llenas, dan á la articulación una notable rigidez, que es lo que se busca en esta clase de obras.

Sentados estos antecedentes, hagamos el cálculo del perno ó tornillo que la forma, el cual trabaja al corte con dos secciones. Calculándolo según los métodos ordinarios, se encontrarían dimensiones muy pequeñas que pudieran traer la ruptura según el contorno *abc* (figura 18). Esto resulta de que en realidad la presión no es la misma en todos los puntos del contorno y va aumentando de *a* á *c*.

El perno reposa sobre una longitud de 90 milímetros y tiene un diámetro de 120 milímetros.

Se admite generalmente que la presión, medida según el diámetro horizontal, queda constante. Según esto, para nuestro caso tendremos la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{61.000}{90 \times 120} = 5^k 46$$

No habrá entonces peligro de ruptura (*écrasement*). Además, se puede ver que el diámetro del perno es suficiente para que éste resista al corte según las dos secciones antedichas: Así:

$$\rho = \frac{61.000}{\frac{2 \times 3.14 \times \overline{120}^2}{4}} = 2^k 7$$

Hay ventajas en tener un gran diámetro y un pequeño valor de ρ, la rotación se hace entonces más facilmente, lo cual hemos procurado realizar.

REMACHADURA

Vamos á tratar sumariamente los puntos principales que se relacionan con la remachadura en las diferentes partes del puente.

Para encontrar el número de remaches que se deben emplear en los apoyos de las *longrinas,* admitimos el peor caso de sobrecarga que está representado en el croquis de la figura 19.

El esfuerzo de corte que se produce en el apoyo A por efecto de la carga permanente es:

$$T_0 = \frac{pl}{2} = \frac{200 \times 5.70}{2} = 570 \text{ kilóg.}$$

Para encontrar el esfuerzo de corte máximo T_1 producido por la carga rodante, tenemos que determinar las componentes, de la uerza P según A:

$$t_1 = \frac{Pa_1}{l} = \frac{5950 \times 4.25}{5.70} = 4436 \text{ kilóg.}$$

$$t_2 = \frac{Pa_2}{l} = \frac{5950 \times 4.25}{5.70} = 2557 \text{ kilóg.}$$

De modo que :

$$T_1 = 5950 + t_1 + t_2 = 5950 + 4436 + 2557 = 12943 \text{ kilóg.}$$

y aplicando las fórmulas de Winkler en que los coeficientes son los $4/5$ de ρ_0 y ρ_1, se tiene:

$$T_c = \frac{T_0}{980} + \frac{T_1}{504}$$

$$F_c = \frac{570}{980} + \frac{12943}{504} = 26.20 \text{ cm}^2$$

Los remaches tendrán un diámetro

$$d = 18 \text{ mm}.$$

cuya sección

$$\frac{\pi d^2}{4} = 2.54 \text{ cm}^2.$$

Por consiguiente el número de remaches necesario para cada apoyo es

$$n = \frac{26.20}{2.54} = 10.$$

Hemos empleado 8 remaches dobles, que equivalen á 16 remaches simples.

Para hallar el número de remaches necesarios en los apoyos de las piezas de puente, calcularemos en ellos el esfuerzo de corte.

Para el peso propio:

$$T_0 = \frac{pl}{2} = \frac{150 \times 4.81}{2} = 721 \text{ kilóg.}$$

Para la carga rodante encontraremos la componente de las fuerzas P según el apoyo B, por ejemplo:

$$T_1 = \frac{16400\,[3.234 + 1.567]}{4.81} = 16.400 \text{ kilóg.}$$

y aplicando la fórmula de Winkler

$$F_c = \frac{721}{980} + \frac{16400}{504} = 33.27 \text{ cm}^2$$

Empleando remaches de 18 milímetros de diámetro, cuya sección es:

$$\frac{\pi d^2}{4} = 2.54 \text{ cm}^2$$

y el número n de remaches necesarios

$$n = \frac{33.27}{2.54} = 13.$$

Hemos empleado 14 remaches dobles, colocando así muy por encima de los necesarios, pues hay que tener en cuenta que tam-

bién dichas piezas soportan un esfuerzo de compresión debido al viento.

Igualmente hemos usado con exceso, los que unen las corneras al alma de las piezas de puente y longrinas, etc., de acuerdo con los dictados de una buena práctica.

La remachadura del enrejado ha sido calculada tomando por sección total de remaches, de acuerdo con varios autores (1) y poniéndonos en un término medio prudencial, los $\frac{6}{5}$ de la sección teórica de cada barra.

Para la diagonal 3, 4, por ejemplo, se tiene:

$$\frac{6}{5}\Sigma F = \frac{6}{5}\,177.75 = 213.3 \text{ cm}^2$$

y empleando remaches de 22 milímetros de diámetro de sección :

$$\frac{\pi d^2}{4} = 3.8 \text{ cm}^2$$

resulta entonces el número n de remaches simples necesarios :

$$n = \frac{213.3}{3.8} = 59.$$

Hemos empleado 28 remaches que trabajan á doble sección y equivalen á 56 remaches simples.

De igual manera hemos procedido para las demás partes, montantes, contravientos, etc., que no detallamos porque el procedimiento es el mismo de los casos anteriores.

La remachadura en el sentido longitudinal de las platabandas para unirlas á las cantoneras y almas, no ha sido posible sujetarla á fórmulas determinadas que dan algunos autores, como [illegible] y otros, porque el número de remaches que se deducen de ellas es generalmente pequeño. Hemos tratado de ponernos á respecto en los límites de la práctica tratando de mantener una separación [illegible] de los remaches comprendida entre los dos extremos usuales

$$3d < \varepsilon < 5d$$

(1) Morandier.

á la vez que procurando una separación constante, con el objeto de facilitar la mano de obra, que en nuestro caso es de 10 centímetros; pues es sabido que pasando de 15 centímetros la separación entre los remaches hay peligro que se separen, al flexionar, las tablas que forman las platabandas.

Hemos empleado también un diámetro constante de 22 milímetros que facilita mucho la mano de obra.

Hemos cumplido en todas las piezas con la condición práctica de que la distancia del eje del remache al borde de la placa sea, por lo menos, igual á 1,5 d.

VEREDAS

Las veredas de un metro de ancho están soportadas por cónsolas compuestas de un tirante y puntal, ambos formados por cantoneras de $\frac{70 \times 70}{9}$; sería fácil ver que estas piezas resisten con exceso los esfuerzos á que están sometidas, los que se obtienen descomponiendo la sobrecarga vertical según estas dos barras. Las cantoneras van remachadas al montante por intermedio de una *platina* ó *placa*.

Sobre el tirante descansa un hierro á doble T de $\frac{140 \times 80}{6 \times 10}$ y uno á U de las mismas dimensiones, ambos soportan los tablones de la vereda de 5×20 y al último van también fijados los pilares que soportan la baranda.

FUNDACIONES

Los pilares son fundados en cajones de palastro en una altura de más de cinco metros, como se ve en el plano, y rellenados después con hormigón. Está indicada también la cámara de trabajo para la excavación ó dragado del interior á medida que se introduce el tubo. Más allá de esa altura serán de mampostería de ladrillo con mezcla hidráulica, con las dimensiones que indican los planos.

Los estribos son también de mampostería hecha en las mismas condiciones.

Examinemos las condiciones de resistencia en que se encuentra

Para tener el máximo de M, pondremos

$$\frac{dm}{dx} = 0$$

de donde resulta para x:

$$x = 2^{m}75$$

y sustituyendo

$$M = 16583 \text{ kilográmetros.}$$

El momento mínimo en el punto considerado se produce cuando la viga está sometida tan sólo al peso propio y :

$$M' = 570x - 200\frac{x^2}{2} = 811 \text{ kilográmetros.}$$

Segun Winkler, el esfuerzo específico admisible es

$$\rho = \frac{6.30}{1 - 0.49\frac{\text{mín.}}{\text{máx.}}}$$

que en nuestro caso es

$$\rho = 6.45$$

La sección adoptada para la longrina es la indicada en el croquis de la figura 11, lámina A.

El valor del momento de resistencia que se deduce de esta sección, es el siguiente:

$$\frac{I}{V} = 0^{m^3}002590$$

y el esfuerzo máximo por milímetro cuadrado de sección:

$$\rho' = \frac{M_m}{\frac{I}{V}} = \frac{16583}{2590} = 6.38$$

que como se ve es más pequeño que ρ, esfuerzo específico admisible.

Para los tramos laterales, la luz de las longrinas es de 4^{m}75.

El momento máximo para el caso de la sobrecarga más desfavorable indicada por el croquis (figura 10) y que se produce debajo de la segunda rueda es:

$$M = 5950 \frac{4.75 + (4.75 - x) + (4.75 - x - 1.80) + (4.75 - x - 1.80 - 1.45)}{4.75} x$$

$$- 5950 \times 1.45 + 4.75 \times x - 200 \frac{x^2}{2} =$$

$$5950 \frac{13.95 - 3x}{4.75} x - 5950 \times 1.45 + 4.75x - 200 \frac{x^2}{2}$$

de la cual se deduce que para

$$\frac{dm}{dx} = 0$$

$$x = 2.32$$

$$M = 12094 \text{ kilográmetros.}$$

El momento mínimo

$$M' = 4.75x - 200 \frac{x^2}{2} = 564 \text{ kilográmetros}$$

y según Winkler

$$\rho = \frac{6.30}{1 - 0.49 \frac{564}{12094}} = 6.44$$

La sección adoptada es la que indica el croquis de la figura 11 suprimiendo las tablas y reemplazando los hierros ángulos por otros de $\frac{80 \times 80}{13}$ milímetros.

El momento de resistencia

$$\frac{I}{V} = 1880 \text{ cent. cúbicos}$$

y

$$\rho' = \frac{M}{\frac{I}{V}} = \frac{12094}{1880} = 6.43.$$

Para la parte en cónsola en que la luz de las longrinas es de $4^{m}50$, hemos adoptado la misma sección que en las precedentes.

PIEZAS DE PUENTE

Vamos á hacer el cálculo de estas piezas, poniéndonos en el caso más desfavorable, que tiene lugar durante el pasaje de una rueda de locomotera sobre la pieza de puente, como lo indica el croquis (figura 12), que da la posición de las ruedas para el caso del tramo central.

La presión ejercida sobre la pieza de puente es de

$$5950 + 5950 \frac{8.15}{5.7} + 5050 \frac{0.85}{5.7};$$

esto en cuanto á la sobrecarga.

La presión debida al peso de la longrina es:

$$200 \times 5.7$$

y la presión total:

$$P = 16400 \text{ kilóg.}$$

El peso propio de la pieza de puente es de:

$$p = 150 \text{ kilóg. por metro lineal.}$$

La luz de la pieza es de $4^{m}81$ (figura 13), y la distancia entre las longrinas es de 1.676.

Entonces el momento máximo

$$M = 16400 \times 1.567 + \frac{1}{8} \times 150 \times \overline{4.81}^2 = M\ 26132 \text{ kigm.}$$

El momento mínimo:

$$M' = \frac{1}{8} \times 150 \times \overline{4.81}^2 = 434 \text{ kilográmetros.}$$



Por otra parte, el esfuerzo de compresión en la pieza proveniente de la presión del viento, puesto que también forma parte del contraventamiento horizontal, es según hemos visto de 21300 kilógramos, según se ha dicho ya al hablar del contraventamiento, se ha elegido la *pieza de puente* que soporta el mayor esfuerzo suponiendo el mismo para las demás.

La sección adoptada para la pieza, es la que indica el croquis de la figura 14.

$$F = 20500 \text{ mm}^2$$

y el momento de resistencia:

$$\frac{V}{I} = 0^{m^3}004860$$

Consideremos la superficie de 1 mm² en la fibra extrema que trabaja más.

Según Winkler es necesario que:

$$1 = \frac{\rho'''}{12.25} + \frac{\rho'}{6.30} + \frac{\rho''}{9.50}$$

en que ρ''' representa el esfuerzo proveniente del peso propio, ρ' el de la sobrecarga y ρ'' el del viento.

Y en nuestro caso en que

$$\rho''' = \frac{434}{4868};\ \rho' = \frac{26132}{4868};\ \rho'' = \frac{213}{205};$$

se tiene

$$\frac{\rho'''}{12.25} + \frac{\rho'}{6.30} + \frac{\rho''}{9.5} = 1.0$$

la sección es luego suficiente.

Para los tramos laterales en que la separación de las piezas de puente es de 4^m75, se encuentra para el *momento máximo*

$$M = 23547 \text{ kilográmetros}$$

que es muy poco diferente del encontrado para el tramo precedente, por cuya razón hemos empleado la *misma sección*. *Por consiguiente*, todas las piezas de puente tendrán la misma sección.

CÁLCULO DE LOS APOYOS

Tenemos que determinar previamente las reacciones sobre los apoyos de las diferentes vigas, las cuales se encuentran en el plano I ya determinadas y son:

1° Viga parabólica:

	toneladas	
Peso propio............	$R_1 = 18$	en los apoyos A y C.
Sobrecarga total........	$R_2 = 43$	
Total.......	$R = 61$	

2° Viga recta con partes sobresalientes :

	toneladas	
Peso propio..............	$R_1 = 39$	en B
Sobrecarga total..........	$R_2 = 71$	
Total........	$R = 110$	

Observaremos que los valores obtenidos por el cálculo para las dimensiones de los apoyos son generalmente muy pequeños; en vista de lo cual y de acuerdo con varios autores, nos ha parecido mejor admitir dimensiones prácticas y calcular si ellos son suficientes para resistir los esfuerzos que tienen que soportar.

Apoyo A

Las dimensiones admitidas para este apoyo son las indicadas en la figura 5. Como se ve, la viga viene á descansar sobre rodillos, de tal manera que permitan su libre dilatación por los cambios de temperatura; como también sobre un perno que la permite oscilar libremente.

Todas las partes de los apoyos y articulaciones deben ser de *acero,* con excepción hecha de la placa inferior que va incrustada sobre la mampostería y que es de fundición.

La parte superior del cojinete trabaja á la flexión. Admitamos

que la fuerza R (figura 16) se reparta uniformemente sobre [illegible], entonces el momento máximo en el eje tendrá por expresión

$$M = \frac{1}{8} Rl = \frac{1}{6} \times \sigma \times b \times a^2$$

igualándolo al momento de resistencia de la seccion.

Despejando á σ y remplazando las cantidades que entran por sus valores, viene:

$$\sigma = \frac{6}{8} \times \frac{61 \times 500}{500 \times 80^2} = 7.2 \text{ kig. mm}^2$$

coeficiente de trabajo admisible.

Para el perno hemos empleado la siguiente fórmula conocida

$$R = \frac{1}{2} \sigma . d . b$$

que supone una variación de la presión vertical proporcional á las ordenadas de una parábola de base igual á $^3/_4\, d$.

Sustituyendo en la anterior:

$$\sigma = \frac{2 \times 61.000 \text{ ton.}}{60 \times 500} = 4.1$$

valor también admisible.

El cojinete triangular inferior es igual al superior.

Para los rodillos hemos empleado la siguiente fórmula (*Enciclopedia del ingeniero*)

$$R = n \times \frac{4}{3} \rho \sqrt{\frac{\rho}{\varepsilon}} . d . b$$

en que n es el número de rodillos y ε el módulo de elasticidad.

Sustituyendo en esta fórmula, viene para ρ

$$\rho = 4.90$$

que es perfectamente bueno.

Presión sobre la mampostería por centímetro cuadrado

$$\rho = \frac{60 \times 50}{61.000} = 20^{k}4$$

valor también admisible para piedra granítica que se empleará en los apoyos.

Apoyo B

Los cálculos de éste son semejantes á los del anterior. La reacción R = 110 toneladas. Las dimensiones adoptadas las indica la figura 17.

Tenemos para las diferentes partes:

$$M = \frac{1}{8}\,110 \times 700 = \frac{1}{6}\,\rho \times 600 \times \overline{100}^{2}$$

$$\rho = \frac{77}{8} = 9^{k}65 \text{ por milímetro cuadrado}$$

Para el perno:

$$110 = \frac{1}{2}\,\rho.70 \times 600$$

$$\rho = 5^{k}25$$

En cuanto á los rodillos:

$$110 = 8 \times \frac{4}{3}\,\rho\,\sqrt{\frac{\rho}{\varepsilon}} \times 70 \times 600$$

de donde:

$$\rho = \sqrt[3]{22.000\left(\frac{110}{448}\right)^{2}} = 10^{k}0$$

La presión sobre la mampostería por centímetro cuadrado es:

$$\rho = \frac{110.000}{80 \times 60} = 22^{k}8$$

Valores todos admisibles.

Articulación C

La articulación que hemos empleado, semejante á la usada en el viaducto de Kentucky (Estados-Unidos), nos ha parecido que es la que mejor satisface no sólo las condiciones estéticas, difíciles en nuestro caso de llenar con las ordinarias empleadas en los apoyos, sino que de este modo hacemos que el centro práctico de giración se aproxime en mucho al centro matemático de rotación que se ha tenido en vista en los cálculos.

Por otra parte, las fuertes planchas unidas á las almas de las vigas, de modo que sus extremidades vengan á ser llenas, dan á la articulación una notable rigidez, que es lo que se busca en esta clase de obras.

Sentados estos antecedentes, hagamos el cálculo del perno ó tornillo que la forma, el cual trabaja al corte con dos secciones. Calculándolo según los métodos ordinarios, se encontrarían dimensiones muy pequeñas que pudieran traer la ruptura según el contorno *abc* (figura 18). Esto resulta de que en realidad la presión no es la misma en todos los puntos del contorno y va aumentando de *a* á *c*.

El perno reposa sobre una longitud de 90 milímetros y tiene un diámetro de 120 milímetros.

Se admite generalmente que la presión, medida según el diámetro horizontal, queda constante. Según esto, para nuestro caso tendremos la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{61.000}{90 \times 120} = 5^k 46$$

No habrá entonces peligro de ruptura (*écrasement*). Además, se puede ver que el diámetro del perno es suficiente para que éste resista al corte según las dos secciones antedichas: Así:

$$\rho = \frac{61.000}{\frac{2 \times 3.14 \times \overline{120}^2}{4}} = 2^k 7$$

Hay ventajas en tener un gran diámetro y un pequeño valor de ρ, la rotación se hace entonces más facilmente, lo cual hemos procurado realizar.

REMACHADURA

Vamos á tratar sumariamente los puntos principales que se relacionan con la remachadura en las diferentes partes del puente.

Para encontrar el número de remaches que se deben emplear en los apoyos de las *longrinas*, admitimos el peor caso de sobrecarga que está representado en el croquis de la figura 19.

El esfuerzo de corte que se produce en el apoyo A por efecto de la carga permanente es:

$$T_0 = \frac{pl}{2} = \frac{200 \times 5.70}{2} = 570 \text{ kilóg.}$$

Para encontrar el esfuerzo de corte máximo T_1 producido por la carga rodante, tenemos que determinar las componentes, de la uerza P según A:

$$t_1 = \frac{Pa_1}{l} = \frac{5950 \times 4.25}{5.70} = 4436 \text{ kilóg.}$$

$$t_2 = \frac{Pa_2}{l} = \frac{5950 \times 4.25}{5.70} = 2557 \text{ kilóg.}$$

De modo que :

$$T_1 = 5950 + t_1 + t_2 = 5950 + 4436 + 2557 = 12943 \text{ kilóg.}$$

y aplicando las fórmulas de Winkler en que los coeficientes son los $^4/_5$ de ρ_0 y ρ_1, se tiene:

$$T_c = \frac{T_0}{980} + \frac{T_1}{504}$$

$$F_c = \frac{570}{980} + \frac{12943}{504} = 26.20 \text{ cm}^2$$

Los remaches tendrán un diámetro

$$d = 18 \text{ mm}.$$

cuya sección

$$\frac{\pi d^2}{4} = 2.54 \text{ cm}^2.$$

Por consiguiente el número de remaches necesario para cada apoyo es

$$n = \frac{26.20}{2.54} = 10.$$

Hemos empleado 8 remaches dobles, que equivalen á 16 remaches simples.

Para hallar el número de remaches necesarios en los apoyos de las piezas de puente, calcularemos en ellos el esfuerzo de corte.

Para el peso propio:

$$T_0 = \frac{pl}{2} = \frac{150 \times 4.81}{2} = 721 \text{ kilóg.}$$

Para la carga rodante encontraremos la componente de las fuerzas P según el apoyo B, por ejemplo:

$$T_1 = \frac{16400\,[3.234 + 1.567]}{4.81} = 16.400 \text{ kilóg.}$$

y aplicando la fórmula de Winkler

$$F_c = \frac{721}{980} + \frac{16400}{504} = 33.27 \text{ cm}^2$$

Empleando remaches de 18 milímetros de diámetro, cuya sección es:

$$\frac{\pi d^2}{4} = 2.54 \text{ cm}^2$$

y el número n de remaches necesarios

$$n = \frac{33.27}{2.54} = 13.$$

Hemos empleado 14 remaches dobles, colocando así muy por encima de los necesarios, pues hay que tener en cuenta que tam-

bién dichas piezas soportan un esfuerzo de compresión debido al viento.

Igualmente hemos usado con exceso, los que unen las corneras al alma de las piezas de puente y longrinas, etc., de acuerdo con los dictados de una buena práctica.

La remachadura del enrejado ha sido calculada tomando por sección total de remaches, de acuerdo con varios autores (1) y poniéndonos en un término medio prudencial, los $^6/_5$ de la sección teórica de cada barra.

Para la diagonal $3_2\,4_2$, por ejemplo, se tiene:

$$\frac{6}{5}\Sigma F = \frac{6}{5}\,177.75 = 213.3 \text{ cm}^2$$

y empleando remaches de 22 milímetros de diámetro de sección :

$$\frac{\pi d^2}{4} = 3.8 \text{ cm}^2$$

resulta entonces el número n de remaches simples necesarios:

$$n = \frac{213.3}{3.8} = 59.$$

Hemos empleado 28 remaches que trabajan á doble sección y equivalen á 56 remaches simples.

De igual manera hemos procedido para las demás partes, montantes, contravientos, etc., que no detallamos, porque el procedimiento es el mismo de los casos anteriores.

La remachadura en el sentido longitudinal de las platabandas para unirlas á las cantoneras y tablas, no ha sido posible sujetarla á fórmulas determinadas que dan algunos autores, como Collignon y otros, porque el número de remaches que se deducen de ellas es generalmente pequeño. Hemos tratado de ponernos al respecto en los límites de la práctica tratando de mantener una separación ε de los remaches comprendida entre los dos extremos usuales

$$3d \gtreqless \varepsilon \gtreqless 5d$$

(1) MORANDIER.

á la vez que procurando una separación constante, con el objeto de facilitar la mano de obra, que en nuestro caso es de 10 centímetros; pues es sabido que pasando de 15 centímetros la separación entre los remaches hay peligro que se separen, al flexionar, las tablas que forman las platabandas.

Hemos empleado también un diámetro constante de 22 milímetros que facilita mucho la mano de obra.

Hemos cumplido en todas las piezas con la condición práctica de que la distancia del eje del remache al borde de la placa sea, por lo menos, igual á 1,5 d.

VEREDAS

Las veredas de un metro de ancho están soportadas por cónsolas compuestas de un tirante y puntal, ambos formados por cantoneras de $\frac{70 \times 70}{9}$; sería fácil ver que estas piezas resisten con exceso los esfuerzos á que están sometidas, los que se obtienen descomponiendo la sobrecarga vertical según estas dos barras. Las cantoneras van remachadas al montante por intermedio de una *platina* ó *placa*.

Sobre el tirante descansa un hierro á doble T de $\frac{140 \times 80}{6 \times 10}$ y uno á U de las mismas dimensiones, ambos soportan los tablones de la vereda de 5×20 y al último van también fijados los pilares que soportan la baranda.

FUNDACIONES

Los pilares son fundados en cajones de palastro en una altura de más de cinco metros, como se ve en el plano, y rellenados después con hormigón. Está indicada también la cámara de trabajo para la excavación ó dragado del interior á medida que se introduce el tubo. Más allá de esa altura serán de mampostería de ladrillo con mezcla hidráulica, con las dimensiones que indican los planos.

Los estribos son también de mampostería hecha en las mismas condiciones.

Examinemos las condiciones de resistencia en que se encuentra

uno de los pilares, el izquierdo, por ejemplo, que se halla en situación más desfavorable.

El peso ó la reacción del puente que tiene que soportar el pilar es de 221 toneladas y el área sobre que se reparte dicho peso es de $19^{m^2}16$; de modo que el esfuerzo específico que soporta la mampostería de ladrillo es:

$$\frac{221000}{191600} = 1.2 \text{ kilóg. cm}^2$$

Si al peso anterior le agregamos el del pilar en su parte de mampostería que es 378 toneladas, tendremos que el hormigón tiene que soportar una presión de 599 toneladas, repartida en una superficie de $34^{m^2}6725$.

Así es que:

$$\frac{599000}{346725} = 1.7 \text{ kilóg. cm}^2$$

es la presión que debe sufrir el hormigón.

Si agregamos á esto el peso de la columna de hormigón y del forro metálico que es de $395^{t}904$, obtendremos que

$$\frac{9949040}{346725} = 3.16 \text{ kilóg. cm}^2$$

es la compresión que debe soportar el terreno en la parte inferior de las fundaciones.

Como se vé, el terreno trabaja en excelentes condiciones, lo mismo que la mampostería y el hormigón.

Creo inútil seguir examinando las condiciones de resistencia de los estribos.

Á continuación van los cuadros que representan el cómputo métrico, análisis de precios unitarios y presupuesto general de la obra, en los cuales hémos tratado de ser lo más concisos posibles abreviándolos considerablemente.

PLANILLA DE ESPECIFICACIONES Y PRESUPUESTO

CÓMPUTOS MÉTRICOS

Longrina (media)

	Nº de piezas iguales	DIMENSIONES Ancho	Largo	Espesor	Peso por m. c. en kilos	Pesos parciales en kilos	Peso total en kilos	Observaciones
Alma	10	0.500	5.00	0.010	39	195	»	Hierro
Cantoneras	4	»	5.00	»	12	240	»	»
Tablas en conjunto	»	»	»	»	»	102	»	»
Cantoneras de unión, etc.	»	»	»	»	»	25	»	»
Remaches y diversos	»	»	»	»	»	13	»	»
Peso de una longrina						575	»	»
Peso de 64 longrinas semejantes						»	36800	»

Pieza de puente

Alma	10	0.650	4.700	0.010	51	240	»	Hierro
Cantoneras	4	»	4.7	»	12	225	»	»
Tablas en conjunto	»	»	»	»	»	220	»	»
Cantoneras cónsolas (conjunto)	»	»	»	»	»	92	»	»
Placas de unión	»	»	»	»	»	10	»	»
Remaches y diversos	»	»	»	»	»	13	»	»
Peso de una pieza de puente						800	»	»
Peso de 35 piezas de puente						»	28000	»

Contraventamiento

Láminas	32	0.150	»	0.010	»	2680	»	Hierro
Láminas	16	0.180	»	0.011	»	1690	»	»
Láminas	32	0.180	»	0.010	»	3150	»	»
Escuadras de ensamble	»	»	»	»	»	325	»	»
Remaches y diversos	»	»	»	»	»	10	»	»
Peso del contraventamiento						»	7855	»

Estribos

	Nº de piezas iguales	Dimensiones Ancho	Largo	Espesor	Volúmen por m. c.	Volumen total	Peso en kilos	Observaciones
Mampostería hidráulica.	»	»	»	»	»	466.408	»	Mampostería
Revoques.............	»	»	»	»	»	124m² 00	»	Revoques

Pilares

	Nº de piezas iguales	Dimensiones Ancho	Largo	Espesor	Volúmen por m. c.	Volumen total	Peso en kilos	Observaciones
Mampostería hidráulica.	»	»	»	»	»	472.020	»	Mampostería
Hormigón.............	»	»	»	»	»	377.930	»	Hormigón
Revoques.............	»	»	»	»	»	523m² 87	»	Revoques

PRESUPUESTO GENERAL

Materiales	Unidad métrica	Cantidad	Precio unitario del material colocado m/n	Precio total m/n
Hierro..................	ton.	339.100	220.00	74602.00
Acero..................	»	5.500	230.00	1265.00
Fundición..................	»	5.400	200.00	1080.00
Pino tea..................	m³	19.200	130.00	2496.00
Quebracho..................	»	21.504	140.00	3010.00
Mampostería hidráulica..................	»	918.428	26.00	23878.13
Hormigón..................	»	377.930	30.00	11337.90
Revoque..................	m²	647.87	3.00	1943.61
Excavación..................	m³	481.946	1.50	722.92
Excavación..................	»	591.226	0.50	297.76
Suma..................				120633.98
Pintura é imprevistos 6 %..................				7238.04
Importe total..................				127872.02

Importa el presupuesto de la obra, la cantidad de ciento veinte y siete mil ochocientos setenta y dos pesos con dos centavos moneda nacional.

Comparando el peso resultante del puente con aquel que sirvió para calcularlo, resulta una diferencia casi insignificante en favor del primero, lo que prueba la bondad de las fórmulas de Winkler que sirvieron para determinar el peso teórico.

Carlos M. Albarracín.

Làmina A

Fig 14

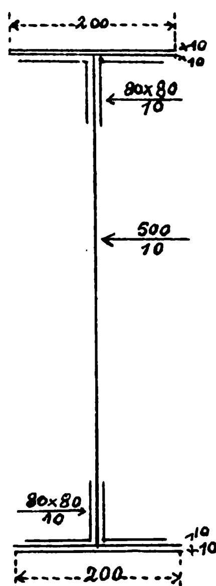
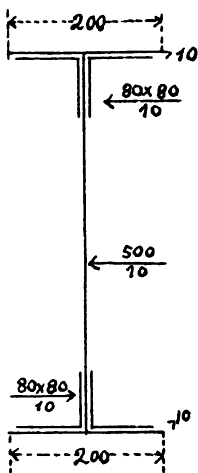


Fig: 11



D
380
D2

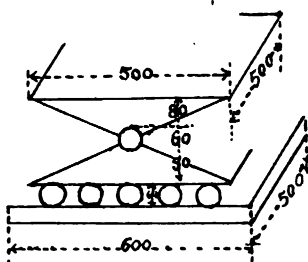
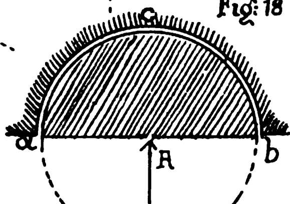


Fig: 15

D

Fig: 18



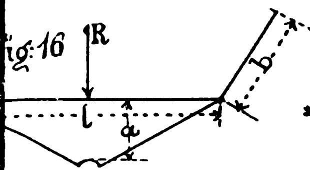


Fig: 16

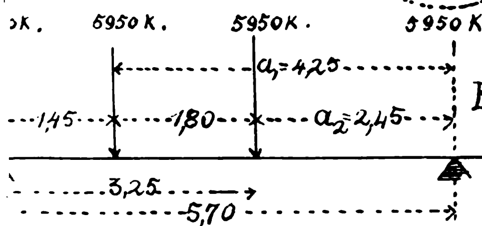
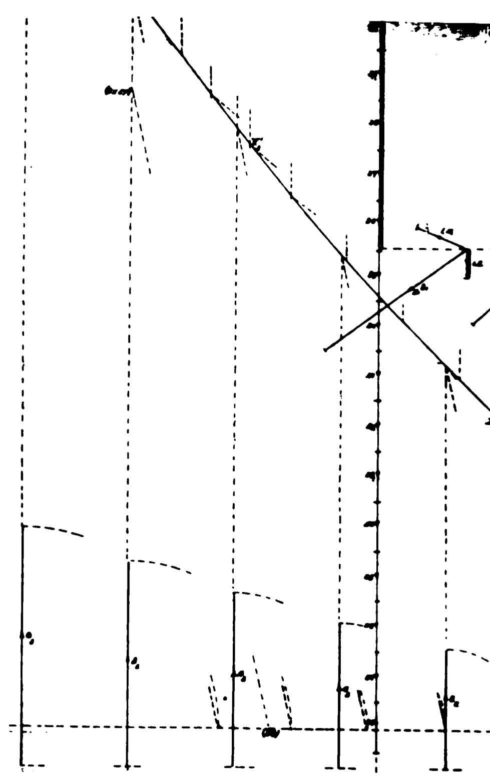
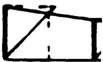


Fig: 19



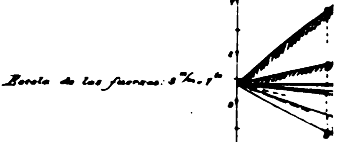
Escala de las fuerzas: 1 m/m = 1 t

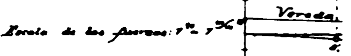
Distancia polar: H = 10 t

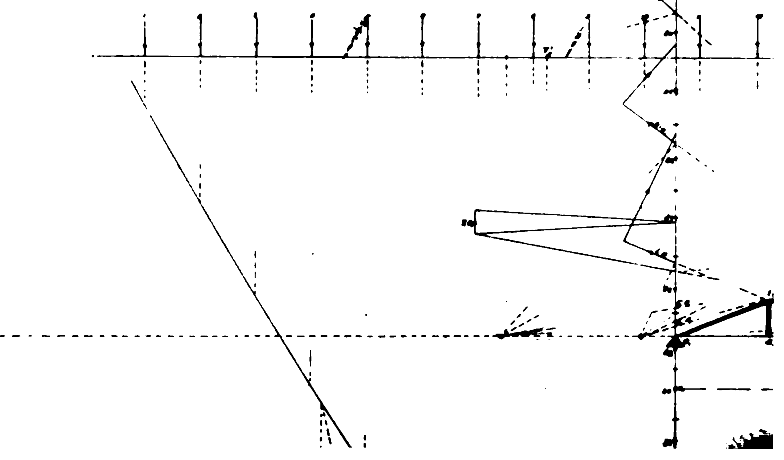


PUENTE CON

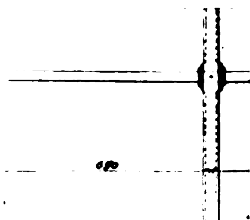
CALCUL







NU





EL OBSERVATORIO DE AREQUIPA

Y LA MÁS ALTA ESTACIÓN METEOROLÓGICA DEL MUNDO

En 1887 el acaudalado americano señor Uriah A. Boyden, legaba al colegio Harvard, de Estados Unidos, una crecida suma para plantear un observatorio á una gran altura.

Para elegir la situación del futuro observatorio se establecieron primero y á título de prueba, estaciones meteorológicas en California y el Colorado. Como éstas no dieran los resultados apetecidos, ya que en el fondo la altura no constituye el único elemento que deba tomarse en consideración en este género de empresas, se buscó á una latitud inferior, sobre los trópicos, donde diversas consideraciones aconsejaban instalar el nuevo observatorio, un sitio mejor.

Se implantó una estación de ensayo en el Perú, cerca de Lima, sobre el monte Harvard (1980 metros); conservándola un año, dió buenos resultados. Pero, finalmente, se eligió una localidad aun más al sud de Lima, la de Arequipa, situada á 130 kilómetros del Océano Pacífico, notable por la persistente pureza de sus aires. El observatorio, situado á 16°22′ de latitud Sud y 71°2′ de longitud occidental (Greenwich), sobre una cresta que domina la ciudad en 120 metros, está exactamente á la cota 2415 metros, superior en 49 metros á la del pico *du Midi*. Fabricados bajo la dirección del profesor Pickering, los edificios fueron terminados á fines de 1891.

A 18 kilómetros, á vuelo de pájaro, del observatorio, á una altura de más del doble de la suya, como que ella alcanza ya á cerca de 5000 metros, ha sido instalada sobre el Charchani una estación

meteorológica anexa. El Charchani tiene su cima á la altura de 6000 metros; mil metros más abajo, propiamente en el límite de las nieves perpétuas, se encuentra un altoplano de cerca de 65 hectáreas, que termina al Sud en un precipicio de centenares de pies de profundidad. Sobre el borde de éste, es donde se ha implantado la estación.

Ella se compone simplemente de un reparo cabado en la roca, para recibir los instrumentos (varios termómetros de lectura directa ó registradores y un barómetro aneroide registrador) y una garita de piedra en la cual la persona encargada de visitar los aparatos pueda, en caso de necesidad, pasar la noche. En efecto, ningún observador habita en el Charchani; la estación, por lo regular, sólo es visitada cada cuatro semanas (se requieren ocho horas para subir á lomo de mula del observatorio á la estación) aunque los aparatos registradores sólo duren de 8 á 10 días, porque en la práctica las visitas periódicas no son siempre posibles.

Hemos dicho que la región de Arequipa es notable por la pureza de su atmósfera. Para dar una idea de ello, basta decir que á pesar de la distancia de 18 kilómetros que separa, en línea recta, al observatorio de la estación, una mancha negra de 25 milímetros de diámetro sobre un gran disco blanco colocado en la estación, se ve desde el observatorio con un telescopio de trece diámetros. Si á esto se agrega la temperatura relativamente alta y lo excepcionales que son las nevadas en las cimas de los alrededores, se comprenderá cuán ventajosa es la elección del lugar.

Pero en el corriente año la estación meteorológica ha sido transportada aún más arriba, sobre el Misti, que tiene una altura, según las medidas trigonométricas, de 6048 metros ó, según la observación barométrica, de 6079 metros.

Los aparatos registradores últimamente instalados pueden ahora funcionar durante un mes y más y es sólo doce veces al año que se efectuará su observación y recambio.

Se ha construido un camino de herradura desde Arequipa al paraje citado, y el viaje se efectúa en tres días. En la primera jornada se sale de Arequipa y se va á dormir sobre la falda de la montaña, á 5056 metros de altura, en una casucha de madera. El día siguiente, siempre á lomo de mula, se llega á la cumbre, donde se encuentra un reparo que contiene los instrumentos y se desciende para dormir á media cuesta. El tercer día se regresa al observatorio.

Esta es, pues, no solamente la estación meteorológica más alta del globo, sino también, según creemos, el punto más alto á que se puede llegar cabalgando en mula.

El director del observatorio, señor Solón Belli, dice que encontrándose á tal altura, se siente sobre todo, un pervertimiento del gusto y que se desea comer y beber lo que abajo no agrada é inversamente. El ingeniero Gautier, quien ha pasado algunos años en la cordillera, asegura que al encontrarse arriba de 5200 metros produce principalmente una sensación de inapetencia y durante la noche se experimentan insomnios de varias horas. Cuando á partir de los 5200 metros se quiere seguir aún subiendo á pie, no se puede dar más de cuatro pasos sin detenerse á respirar. Los animales son muy afectados por el mal de la montaña : se paran todos de golpe para respirar.

(Il Politecnico).

MISCELANEA

La puesta de la langosta *(Acridium peregrinum)*.—El señor Künckel de Herculais desmiente una leyenda islamita referente á la potencia de multiplicación de las langostas.

Esta leyenda, transmitida y aceptada de generación en generación como si fuese la expresión de la verdad más absoluta no da más que una debilísima idea de la fecundidad de estos dañinos animales.

Mahoma refirió haber leido en caracteres hebráicos en las alas de una langosta estas palabras «Somos las legiones del Dios supremo; llevamos 99 huevos, si tuviésemos 100 devorariamos el mundo entero». Según Kunckel el número es mucho mayor. Secuestrando yuntas salidas de la misma nidada, ha constatado que un mes ó mes y medio después de la metamórfosis las hembras son capaces de efectuar series de desoves escalonados de 12 en 12 dias, ó de 15 en 15 ó aún de 18 en 18 dias, según las condiciones de luz, temperatura y la cantidad de alimentos consumidos. No son, pues, 50, 80 ó 99 huevos los que deposita una hembra en el suelo sino 500 ó 900 en el espacio de 10 ú 11 meses. La leyenda mahometana se deriva probablemente del hecho de que las langostas llegan fatigadas después de un largo viaje hasta el borde del mar, ponen allí y mueren.

Pero no sucede lo mismo en los sitios en que se crian de donde se deduce la necesidad de extirpar la saltona en cuanto sea posible ó por lo menos las langostas jóvenes.

ANALES

DE LA

SOCIEDAD CIENTÍFICA

ARGENTINA

JUNIO, 1895. — ENTREGA VI. — TOMO XXXIX

PUNTOS Y PRECIOS DE SUSCRICION

LOCAL DE LA SOCIEDAD, ZEBALLOS 269, Y PRINCIPALES LIBRERÍAS

Por mes, en la Capital, Interior y Exterior, incluso porte .... $ m/n 1.50
Por año, en la Capital, Interior y Exterior incluso porte .... » 12.00

... suscricion se paga anticipada

ario establec
de un solo bra
puente deberá ser
al que puedan facil
bién hacers
serán d

BUENOS AIRES
IMPRENTA DE PABLO E. CONI É HIJOS, ESPECIAL PARA OBRAS
680 — CALLE PERÚ — 680

1895

INDICE DE LA PRESENTE ENTREGA

A LOS SÓCIOS

Se ruega á los señores sócios comuniqu[illegible] Secretaría de la Sociedad su ausencia, cambio de [illegible]icilio, etc., y cualquier irregularidad en el reparto de los *Anales* ó cobro de la cuota.

Se ruega tambien á los que tengan en su poder obras prestadas pertenecientes á la Biblioteca de la Sociedad, se sirvan devolverlas á la brevedad posible, á fin de anotarlas en el catálogo.

PROYECTO

DE

PUENTE GIRATORIO

PRESENTADO
Á LA FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES
PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

POR EMILIO PALACIO

PROGRAMA

Para comunicar entre sí un río navegable y un dique en una localidad determinada se ha abierto un canal de veinte metros de luz.

Este canal interrumpiendo el tráfico por la orilla del río, se hace necesario establecer un puente giratorio que será de perno y rodillos y de un solo brazo.

El puente deberá servir para el tránsito de carros y tener un ancho tal que puedan facilmente cruzarse dos del tipo que se adjunta.

Debe también hacerse dos veredas para peatones.

Los estribos serán de mampostería sentada en mezcla hidráulica.

El piso será formado de la siguiente manera :

Piezas de puente de fierro, soportando:

a) un contrapiso de pino de tea;

b) un piso de madera dura.

El movimiento del puente se obtendrá por un guinche á mano, calculado de manera que pueda girar en un minuto y treinta segundos.

El ángulo de giración será de 60°.

El proyectista presentará:

1° Los planos de conjunto y detalle en las escalas convenientes debiendo tener las láminas 0,95 × 0,62 metros;

2° Una memoria descriptiva acompañando los cálculos que se efectúen y un presupuesto aproximado empleando los precios unitarios que á continuación se expresan:

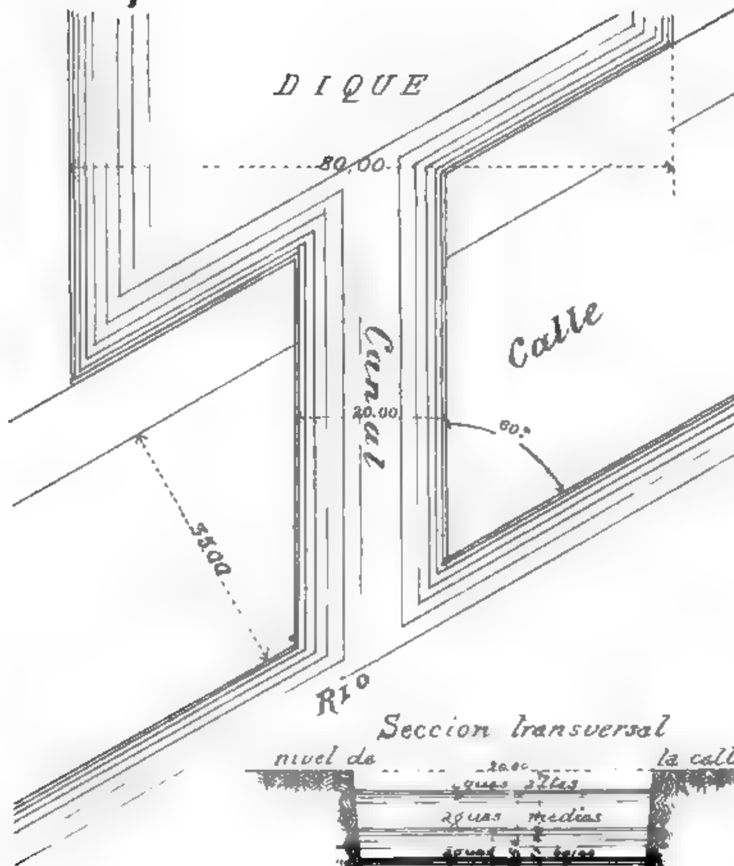
	Pesos oro
a) por metro cúbico de pino tea colocado......	42 00
b) por » » madera dura colocado..	76 00
c) por tonelada de fierro ó acero colocada......	175 00
d) por » de fundición »	140 00
e) por metro cúbico de escavación para estribo.	1 00
f) por » » formación de terraplén.	0 30
g) por » » hormigón hidráulico...	24 00
h) por metro cuadrado de revestimiento de taludes con piedra granítica, espesor medio 0,35 metros, sentada en mezcla hidráulica.	10 00
i) por metro cuadrado de adoquinado de granito sobre arena...........................	7 00
j) por cada metro cúbico de mampostería de piedra labrada........................	25 00
l) por cada metro cúbico de mampostería de piedra granítica sentada en mezcla hidráulica................................	16 00

CONSIDERACIONES GENERALES

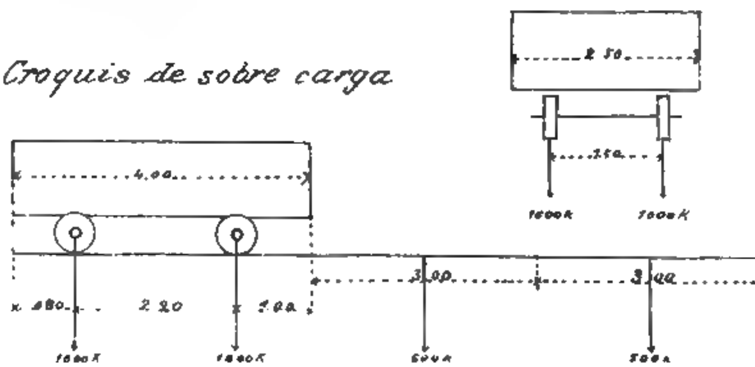
En el desarrollo de este proyecto, he seguido el procedimiento que indica la teoría general, sin olvidar por esto los importantes resultados obtenidos por la experiencia sobre esta clase especial de puentes, de la cual puede decirse que aún no se ha hecho un estudio tan completo como de la de los puentes fijos.

Los métodos gráficos, como se verá en adelante, han sido aplicados en su mayor parte, facilitando sobre todo la determinación de los límites de esfuerzos, entre los dos casos de estabilidad en que

Croquis de situacion







es necesario considerar un puente de esta naturaleza y en la cual los métodos analíticos hubiesen introducido una mayor complicación.

El material empleado en la construcción es casi en su totalidad el acero.

Las ventajas de éste sobre el hierro y fundición, son en el día indiscutibles, particularmente para los puentes giratorios, en los cuales disminuyendo el peso aproximadamente de un 20 % cuando se emplea el acero, se disminuye la fuerza motriz necesaria para hacerlo girar, como también el contrapeso á emplearse, realizando de este modo una doble economía.

Las vigas principales del puente en número de dos, son de enrrejado, estando colocadas á una distancia de $6^{m}50$ de eje á eje.

La platabanda inferior de estas vigas es rectilínea y la superior circular.

El enrejado está constituido por montantes y cruces de San Andrés, siendo todas las barras rígidas.

Las diagonales forman con las montantes ángulos que varían entre los 45°10′ y 56°30′.

Aunque este sistema no es en sí estáticamente determinado, sin embargo lo he adoptado, porque las secciones que resultarían para las barras en un sistema formado por montantes y diagonales simples, hubiesen sido demasiado grandes.

La calzada está colocada en la parte inferior de las vigas, cuya disposición era obligada en este caso por ser la altura de la calle sobre el nivel de aguas máximas únicamente de $1^{m}50$.

El ancho del canal, medido normalmente á su dirección es de veinte metros y como la calle hace con él un ángulo de 60°, resulta que el ancho de éste según esta dirección es de $\frac{20}{\text{sen } 60°} = 23^{m}09$.

La distancia del perno á los apoyos del ante-brazo y de la cola es respectivamente de 30 metros y 15 metros, lo que da una longitud de 45 metros entre los apoyos extremos.

La distancia del perno á la orilla del canal, segun la dirección de la calle es de 5 metros, lo que da un espacio suficiente para que el puente abierto deje completamente libre el canal.

Las veredas, de un metro de ancho como exige el programa, son exteriores, y están sostenidas por medio de consolas.

El plano número 6 da una vista general del puente, su proyección horizontal, como también su situación.

Después de estas ligeras consideraciones sobre el proyecto en general, pasaré al cálculo de las vigas principales del puente.

CÁLCULO DE LA VIGA

Peso teórico

Para hacer el cálculo de la viga necesito ante todo conocer su peso propio.

Las fórmulas dadas por Winkler (1) para calcular los pesos teóricos en los puentes fijos, no pueden ser aplicables en este caso, por las condiciones diferentes de estabilidad en que se encuentran los puentes giratorios.

He necesitado por tanto, recurrir á fórmulas deducidas de experiencias hechas sobre la mayor parte de los puentes giratorios ya construidos.

La fórmula generalmente empleada en Alemania con resultados satisfactorios para los puentes de ferrocarril es la siguiente:

$$g = \left(25 + \frac{l}{3}\right) l + Q$$

Y para aplicar esta fórmula para puente carretero, se puede establecer que los pesos de las vigas de dos puentes, carretero y de ferrocarril de igual anchura, están en la misma relación que las cargas que soportan, de donde se deduce la fórmula simplificada ·

$$g = \left(25 + \frac{l}{3}\right) l \frac{Q_s + q_s}{Q_c + q_c}$$

donde: g es el peso por metro lineal para una vía,

l longitud del tramo mayor,

Q_s y q_s peso de la superstructura y sobrecarga para puente de ferro-carril.

Q_e y q_e peso de la superstructura y sobrecarga para puente carretero.

(1) *Manual del Ingeniero* de Ed. Heusinger von Waldegg.

En el caso presente, haciendo ligeramente el cálculo de la superstructura de un puente carretero y de ferrocarril y sustituyendo en la fórmula anterior sus valores, obtengo lo siguiente:

$$g = \left(25 + \frac{30}{3}\right) 30 \times \frac{6903}{2376} \text{ (1)}$$

ó sea

$$g = 1050 \times 2,9 = 3045 \text{ kilóg.}$$

y por metro lineal de puente 6090 kilógramos (2).

Teniendo en cuenta que el material empleado es el acero, disminuiré el peso obtenido de un 16 °/。

$$6090 - 16\ \%\ \text{de}\ 6090 = 5116$$

en números redondos tomaré 5200 kilógramos por metro lineal de puente.

Contrapeso

Siendo la longitud del ante-brazo de 30 metros, mientras la de la cola es solamente de 15 metros, los pesos serán también diferentes y por tanto es necesario colocar un contrapeso en la cola, para garantir la estabilidad.

Este contrapeso está colocado entre las piezas de puente y lo he supuesto para el cálculo repartido uniformemente sobre toda la longitud de la cola.

Su valor por metro lineal de puente se deduce estableciendo la ecuación de equilibrio entre las fuerzas que actúan á uno y otro lado del perno, por la siguiente fórmula:

$$p \frac{a^2 \left(a_1 + \frac{z}{2}\right)^2}{2} \gtreqless Zza_1 \text{ (3)}$$

(1) *Manual del Ingeniero* de Ed. Heusinger von Waldegg, pág. 565, edición italiana.

(2) Estas fórmulas son dadas en concepto de que el material empleado es el hierro.

(3) Grugnola, *Ponti girevoli*, pág. 120.

En que: a y a_1 son las distancias del perno á los apoyos del antebrazo y de la cola;

z la longitud ocupada por el contrapeso;

Z el peso del contrapeso por metro lineal;

p el peso por metro lineal de puente. Sustituyendo sus valores, obtengo lo siguiente :

$$\frac{5.2\,(30^2 - 15^2)}{2} = Z15 \times 7.5$$

lo que da

$$Z = 15.6 \text{ toneladas para el equilibrio.}$$

Pero como debe haber un cierto exceso para garantir la estabilidad, tomaré

$$Z = 16.5 \text{ toneladas.}$$

Conocidos estos elementos, peso propio y contrapeso, puedo entrar directamente al cálculo de la viga.

Siendo en los puentes giratorios las condiciones de estabilidad diferentes, según se considere el puente cerrado ó abierto (es decir, durante la rotación), consideraré separadamente estos dos casos.

Puente cerrado

Cuando el puente se encuentra cerrado reposa sobre tres apoyos: la corona de rodillos y los apoyos de los extremos, por tanto lo consideraré para el cálculo como una viga continua reposando sobre tres apoyos.

En virtud del principio de la superposición de los efectos de las fuerzas, puedo considerar sucesivamente las diversas causas actuantes, en el órden siguiente :

a) Carga permanente;

b) Carga móvil.

La acción del calor y del viento serán consideradas después de tratar el segundo caso.

a) Carga permanente.—Para el cálculo de los momentos de flexión y esfuerzos de corte producidos por la carga permanente, he

seguido el método gráfico de Mohr (1), construyendo en el plano número 1, primero, las parábolas que me dan los momentos de flexión en caso de ser independientes los dos tramos.

Los momentos de flexión máximos son:

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{10.85 \times 15^2}{8} = 306 \text{ tm. para la primera}$$

$$M' = \frac{p'l'^2}{8} = \frac{2.6 \times 30^2}{8} = 292.5 \text{ tm. para la segunda.}$$

Las áreas de estas parábolas son, llamándolas a y a'

$$a = \frac{2}{3} f . l = 612$$

$$a' = \frac{2}{3} f' l' = 1170$$

La base de reducción para las áreas es Δ

$$\Delta = \frac{l'}{2} = 15$$

Las vectores proporcionales á estas áreas son

$$P_1 = \frac{612}{15} = 40.8$$

$$P_2 = \frac{1170}{15} = 78$$

En cuanto á la distancia polar d', para mayor facilidad, la he tomado : $d' = \frac{1}{3} l' = 10$ metros.

Las escalas (2) adoptadas para el plano son las siguientes:
Escala de longitudes 0.01 = 1 metro
Escalas de fuerzas 0.001 = 1 tonelada
Escala de momentos 0.0002 = 1 tonelámetro

(1) *Statique graphique*, por M. Lévy, pág. 321.

(2) Las escalas quedan modificadas en los planos que se acompañan, por la reducción fotográfica.

He construido en seguida las líneas y puntos de inflexión, lo que me ha permitido trazar el segundo polígono funicular.

Prolongando los lados de éste hasta interceptar la vertical del apoyo, he obtenido directamente el momento en el apoyo según la escala adoptada.

Este momento, tomado sobre la vertical en el sentido correspondiente, permite construir la línea de cierre del polígono funicular, para el caso de la viga continua que considero.

He hallado también los esfuerzos de corte producidos por la carga permanente, para lo cual no he tenido más que trazar por el polo paralelas á los lados cortados en el polígono funicular.

En la figura he llevado únicamente la mitad de estos valores para economizar espacio.

De modo que la escala para estos esfuerzos será de 0.0005 = 1 tonelada.

Para el cálculo he supuesto, como se vé, que las vigas tuviesen un momento de inercia constante, lo cual no sucede en realidad.

Pero como veremos más adelante el momento de flexión máximo negativo que corresponde al perno, resulta menor que á puente abierto y la relación es menor que

$$1 : \left(1 + \frac{g}{g + p}\right) \text{(1)}$$

entonces el valor de la reacción en el apoyo, calculada en la hipótesis de momento de inercia constante, resultará mayor que el verdadero.

El valor de max. (+ M) resultará más grande también que el verdadero.

Y el valor max. (— M) resultante del cálculo para el apoyo intermedio sería demasiado pequeño. Pero como para establecer las dimensiones de las piezas me he servido de máx. (— M) para puente abierto por ser mayor que el anterior resulta: que la viga calculada en la hipótesis que he hecho de un momento de inercia constante, tendrá en las platabandas la suficiente resistencia en todos sus puntos.

Respecto á los esfuerzos de corte sucede lo mismo, pues á puen-

(1) *Manual del Ingeniero* de Ed. Heusinger von Waldegg, pág. 584.

te abierto el esfuerzo de corte máx. (— Q) en el apoyo intermedio es mayor que cuando está cerrado.

En caso que no sucediera así hubiese tomado como aconseja Heusinger von Waldegg, el esfuerzo de corte de un $\left(20 \frac{g}{g+p}\right)$ % mayor que el que resultase del cálculo de la viga, considerada con un momento de inercia constante.

b) Carga móvil.— Para encontrar los momentos de flexión y esfuerzos de corte máximos producidos por la carga móvil, hubiese podido hacerlo considerando una carga uniformemente repartida, que produjese los mismos momentos de flexión ó esfuerzos de corte (según la que resulte mayor) que la carga móvil, y determinar en seguida los momentos y esfuerzos de corte máximos para diversos casos de sobrecarga, lo que hubiese simplicado el cálculo.

Pero he preferido hacerlo determinando la línea de influencia de los momentos de flexión y esfuerzos de corte (plano N° 1) para secciones que distan 5 metros unas de otras y para una sección próxima al apoyo, como también para otra situada á la mitad del primer tramo.

En la figura he construido estas líneas para una fuerza P = 2 centímetros, para lo cual he trazado los polígonos funiculares correspondientes á dicha carga actuando sucesivamente en 1, 2, 3, etc.

He determinado en seguida los momentos sobre el apoyo, para cada uno de estos casos, lo que me ha permitido construir las líneas de influencia de los momentos de flexión para dichas secciones.

Con el auxilio de las líneas de influencia he determinado para cada sección la posición más desfavorable del convoy de carros fijado en el programa, sirviéndome para esto del método de Winkler (1) aplicado á las líneas de influencia curvilíneas, que indico en el dibujo para la sección 1, como también la posición más desfavorable de las cargas para dicha sección.

Para las otras secciones, análogamente se ha hecho en un dibujo auxiliar.

Determinada así la posición de las cargas que dan los momen-

(1) *Statique graphique*, por M. Lévy, página 57.

He construido en seguida las líneas y puntos de inflexión, lo que me ha permitido trazar el segundo polígono funicular.

Prolongando los lados de éste hasta interceptar la vertical del apoyo, he obtenido directamente el momento en el apoyo según la escala adoptada.

Este momento, tomado sobre la vertical en el sentido correspondiente, permite construir la línea de cierre del polígono funicular, para el caso de la viga continua que considero.

He hallado también los esfuerzos de corte producidos por la carga permanente, para lo cual no he tenido más que trazar por el polo paralelas á los lados cortados en el polígono funicular.

En la figura he llevado únicamente la mitad de estos valores para economizar espacio.

De modo que la escala para estos esfuerzos será de 0.0005 = 1 tonelada.

Para el cálculo he supuesto, como se vé, que las vigas tuviesen un momento de inercia constante, lo cual no sucede en realidad.

Pero como veremos más adelante el momento de flexión máximo negativo que corresponde al perno, resulta menor que á puente abierto y la relación es menor que

$$1 : \left(1 + \frac{g}{g + p}\right) \text{ (1)}$$

entonces el valor de la reacción en el apoyo, calculada en la hipótesis de momento de inercia constante, resultará mayor que el verdadero.

El valor de max. (+ M) resultará más grande también que el verdadero.

Y el valor max. (— M) resultante del cálculo para el apoyo intermedio sería demasiado pequeño. Pero como para establecer las dimensiones de las piezas me he servido de máx. (— M) para puente abierto por ser mayor que el anterior resulta: que la viga calculada en la hipótesis que he hecho de un momento de inercia constante, tendrá en las platabandas la suficiente resistencia en todos sus puntos.

Respecto á los esfuerzos de corte sucede lo mismo, pues á puen-

(1) *Manual del Ingeniero* de Ed. Heusinger von Waldegg, pág. 584.

te abierto el esfuerzo de corte máx. (— Q) en el apoyo intermedio es mayor que cuando está cerrado.

En caso que no sucediera así hubiese tomado como aconseja Heusinger von Waldegg, el esfuerzo de corte de un $\left(20 \frac{g}{g+p}\right)$ %, mayor que el que resultase del cálculo de la viga, considerada con un momento de inercia constante.

b) *Carga móvil.*— Para encontrar los momentos de flexión y esfuerzos de corte máximos producidos por la carga móvil, hubiese podido hacerlo considerando una carga uniformemente repartida, que produjese los mismos momentos de flexión ó esfuerzos de corte (según la que resulte mayor) que la carga móvil, y determinar en seguida los momentos y esfuerzos de corte máximos para diversos casos de sobrecarga, lo que hubiese simplicado el cálculo.

Pero he preferido hacerlo determinando la línea de influencia de los momentos de flexión y esfuerzos de corte (plano N° 1) para secciones que distan 5 metros unas de otras y para una sección próxima al apoyo, como también para otra situada á la mitad del primer tramo.

En la figura he construido estas líneas para una fuerza P = 2 centímetros, para lo cual he trazado los polígonos funiculares correspondientes á dicha carga actuando sucesivamente en 1, 2, 3, etc.

He determinado en seguida los momentos sobre el apoyo, para cada uno de estos casos, lo que me ha permitido construir las líneas de influencia de los momentos de flexión para dichas secciones.

Con el auxilio de las líneas de influencia he determinado para cada sección la posición más desfavorable del convoy de carros fijado en el programa, sirviéndome para esto del método de Winkler (1) aplicado á las líneas de influencia curvilíneas, que indico en el dibujo para la sección 1, como también la posición más desfavorable de las cargas para dicha sección.

Para las otras secciones, análogamente se ha hecho en un dibujo auxiliar.

Determinada así la posición de las cargas que dan los momen-

(1) *Statique graphique*, por M. Lévy, página 57.

tos máximos (+) y (—)en una sección, para obtener el valor de este momento llamándolo M, sería

$$M = P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3 \ldots$$

en la que y_1 y_2 y_3 serían las ordenadas interceptadas en la línea de influencia por las verticales de las cargas.

Pero como en el caso presente las cargas son de 3^t2 y 1 tonelada respectivamente, he hecho

$$P = 2 \text{ cm.} = 3.2 \text{ t.}$$

de modo que las ordenadas que á estas cargas corresponden dan directamente el momento y las ordenadas que corresponden á las cargas de 1 tonelada, las he reducido gráficamente por medio de un ángulo de reducción que se vé en la figura y cuyos lados están en la relación 3,2 : 1, las que sumadas con las anteriores dan el momento total.

La escala para los momentos será:

$$P = 2 \text{ cm.} = 3.2 \text{ t.}$$

luego $$1 \text{ cm.} = 1.6 \text{ t.}$$

y como la distancia polar es igual á 1 metro

tendré $$1 \text{ tm.} = \frac{10}{1.6} \text{ mm.} = 6.25 \text{ mm.}$$

Las partes de línea de influencia sobre la horizontal corresponden á los momentos (+) y las de abajo á los (—)

Para los esfuerzos de corte he construido también las líneas de influencia haciendo para estos la fuerza

$$P = 4 \text{ cm.} = 3.2 \text{ t.}$$

porque con el valor anterior de P serían muy pequeñas.

La escala para los esfuerzos de corte será

$$P = 4 \text{ cm.} = 3.2 \text{ t.}$$

luego $$1 \text{ t.} = \frac{40}{3.2} \text{ mm.} = 12.5 \text{ mm.}$$

Determinados así los momentos máximos (+) y (—) para cada sección, he procedido del modo siguiente.

He construido (plano N° 2) la curva de los momentos de flexión debida á la carga permanente tomando los (+ M) hácia arriba y (— M) hacia abajo á la escala de

$$5 \text{ tm.} = 1 \text{ mm.}$$

En la misma figura he trazado la curva de los (+ M) y (— M) para la carga móvil. Siguiendo el método general podría haber determinado por medio de estas curvas las tensiones que corresponden á cada una de estas cargas, es decir las P_0, P_1 y P_2 de Winkler.

Pero he creído más sencillo construir la curva de los momentos reducidos de Winkler; en que siendo M_w el momento reducido, se tiene para hierro

$$M_w = 0.5\, M_0 + 1.09\, M_1 + 0.49\, M_2 \text{ (1)}$$

Para acero tomando los coeficientes correspondientes (2)

$$\rho_0 = 1800 \text{ kig. : cm}^2$$
$$\rho_1 = 600 \quad \text{»}$$
$$\rho_2 = 1180 \quad \text{»}$$

he sacado la siguiente fórmula

$$M_w = 0.66\, M_0 + 1.97\, M_1 + M_2 \qquad \text{(a)}$$

y siendo W el momento resistente tendré

$$W = \frac{M_w}{1180}$$

y para mayor seguridad he tomado en lugar de 1180 el coeficiente 1100 kilógramos por centímetro cuadrado.

Por medio de esta fórmula (*a*) se ha construido la curva de los momentos reducidos como se vé en la figura.

(1) HEUSINGER VON WALDEGG, *Manual del Ingeniero*, pág. 201, edición italiana.
(2) DUCLOUT, *Resistencia de materiales*, pág. 111.

En seguida los correspondientes á la carga móvil en la misma escala, construyendo después la curva de los esfuerzos de corte reducidos, que según Winkler es para hierro

$$R_w = 0.5\,R_0 + 1.09\,R_1 + 0.49\,R_2 \text{ (1)}$$

y para acero, tomando los coeficientes correspondientes, he deducido la siguiente

$$R_w = 0.66\,R_0 + 1.97\,R_1 + R_2 \qquad \text{(b)}$$

siendo: R_0 el esfuerzo de corte producido por la carga permanente;

R_1 y R_2 los esfuerzos de corte de la carga móvil y de sentidos opuestos.

La sección de una barra se obtendrá por la fórmula siguiente:

$$F = \frac{R_w}{1100}$$

Por medio de esta fórmula (*b*) se ha construido la curva de los esfuerzos de corte reducidos.

Considerando ahora el puente abierto, he construido la curva de los esfuerzos de corte por medio de las siguientes fórmulas:

Para el ante-brazo

$$Q = -px \text{ (2)}$$

lo que indica que es una recta.

x es la distancia de la sección contada desde el extremo libre y $p = 2^t.6$ luego:

$$Q = -2.6 \times 30 = -78 \text{ t.} = 39 \text{ mm.}$$

para la sección que pasa por el perno.

Como además la recta pasa por el origen, podré construirla.

Para la cola, la fórmula es:

$$Q = (p + z)\,x_1$$

en que $p + z = 10^t.85$

esta representa también una recta que pasa por el origen.

(1) *Manual del Ingeniero de* Ed. Heusinger von Waldegg, pág. 203.
(2) *Manual del Ingeniero de* Ed. Heusinger von Waldegg, pág. 574.

x_1, es la distancia contada desde el extremo de la cola.

Para $x_1 = 15$ metros

$$Q = 10.85 \times 15 = 162 \text{ t.} = 81 \text{ mm.}$$

que será de sentido contrario al anterior y por tanto lo tomaré por debajo del eje.

ALTURA DE LOS MONTANTES

La viga adoptada es de enrejado, siendo su platabanda inferior recta y la superior un arco de circunferencia cuyo centro está sobre la vertical del perno, y su radio es de 450 metros.

La ecuación de esta curva referida á ejes coordenados que pasan por su centro es

$$x^2 + y^2 = r^2$$

de donde

$$y = \sqrt{r^2 - x^2}$$

Tomando ahora como altura del montante central 2m50 tendré que restar de las ordenadas encontradas por medio de la ecuación la cantidad 450 — 2,50 = 447,50 para tener la altura de los montantes.

La altura del montante extremo será

$$h = y - 447.50 = \sqrt{450^2 - 30^2} - 447.50 = 1.50 \text{ m.}$$

del mismo modo deduzco las longitudes de los otros que son las siguientes:

x	h	x	h
Metros	Metros	Metros	Metros
0	2.500	17.5	2.148
2.5	2.493	20.0	2.055
5.0	2.473	22.5	1.935
7.5	2.438	25.0	1.804
10.0	2.388	27.5	1.654
12.5	2.326	30.0	1.500
15.0	2.249	—	—

MOMENTOS DE RESISTENCIA

Conocida la curva de los momentos de flexión, es necesario ahora calcular los momentos de resistencia, que se opongan á éstos.

He tomado para la viga principal una sección formada de:

Dos almas de 500 × 15 milímetros;

4 hierros ángulos de $\frac{120 \times 120}{15}$;

Planchas en número variable de 400 × 15 milímetros.

El ancho de estas planchas es dado por Winkler, por la fórmula $150 + 8l$ que en nuestro caso da 390 milímetros.

Como la altura de la viga es variable y por tanto su momento de inercia, he calculado éste para secciones hechas de 5 en 5 metros por la fórmula

$$I = \frac{1}{12}\left[255\,h^3 - 210 \times (h - 30)^3 - 30\,(h - 240)^3 - 15\,(h - 1000)^3\right]$$

que para los valores de h variando sus abscisas de 5 en 5 metros da los siguientes valores de I.

x	I	$\frac{RI}{V}$
Metros	Cm⁴	Kig. m.
0	3524265	310135
5	3430769	304340
10	3187577	294640
15	2783957	273400
20	2255792	221480
25	1675745	204800
30	1092247	160190

Tomando el coeficiente correspondiente R = 1100 kiógramos por centímetro cuadrado, tendré los valores $\frac{RI}{V}$, los que reducidos á kilográmetros están en la tercera columna.

Estos valores han sido llevados como ordenadas correspondientes á sus abscisas en el plano número 2 á la escala de 1 milímetro = 10 tonelámetros.

Uniendo los extremos de estas ordenadas se obtiene la curva de los momentos resistentes correspondientes á las almas y á los hierros ángulos.

Como no basta esta sección para resistir los momentos de flexión, he tomado una primera plancha de 400 × 15 milímetros calculando su momento de inercia para abscisas de 5 en 5 metros por la fórmula

$$I' = \frac{40}{12}\left((h + 2e)^3 - h^3\right)$$

en que *e* es el espesor de la plancha y *h* su altura variable.

Con la misma fórmula se ha calculado los momentos de inercia para una 2ª, 3ª, 4ª y 5ª planchas, cuyos valores, como también los de $\frac{RI}{V}$, se expresan en la tabla siguiente:

1ª plancha

x	I	$\frac{RI}{V}$
Metros	Cm^4	Kig. m.
0	1895622	164840
5	1850737	162860
10	1806321	160880
20	1290418	135830
30	687901	98913

2ª plancha

0	1941186	166800
5	1880647	163530
10	1778010	159650

3ª plancha

0	1987220	168700
5	1925962	166160

4ª plancha

0	2034794	170860
5	1971816	168139

5ª plancha

0	2080907	172700
5	2018209	170110

Estos valores de $\frac{RI}{V}$ se han llevado como ordenadas correspondiente á sus abscisas y se ha trazado, uniendo los extremos de estas ordenadas, la curva de los momentos resistentes correspondientes á cada plancha haciéndose la distribución de las planchas como se ve en el plano.

La distribución primitiva de las planchas, se hizo siguiendo el contorno de la curva de los momentos de flexion, pero fué modificada para obtener una flecha menor en el extremo libre.

El espesor máximo que corresponde al perno no es demasiado grande para la remachadura.

El alma y los hierros ángulos se extienden en toda la longitud de la viga, obteniéndose así un exceso conveniente de resistencia.

En cuanto á las diagonales, han sido calculadas en concepto de que puedan resistir al esfuerzo de corte.

El contorno útil de los esfuerzos de corte permite conocer el que corresponde á cada espacio entre dos montantes *(paneau)*.

Llamando α el ángulo que hace una diagonal con la vertical tendré que la tensión que sufre una barra, será, llamándola T

$$T = \frac{Q \sec \alpha}{n}$$

en que $n = 2$ para este caso, puesto que es un sistema doble.

Así, por ejemplo, para las primeras diagonales próximas al apoyo

$$Q = 149.0 \text{ t.}$$

$$\sec \alpha = 1.418$$

luego el esfuerzo T que sufre una diagonal será

$$T = \frac{149 \times 1.418}{2} = 105.64 \text{ t.}$$

y la sección necesaria será

$$F = \frac{105.64}{1.1} = 96.03 \text{ cm}^2$$

y he adoptado la sección que indica la figura compuesta de 2 hie-

rros ángulos de $\frac{120 \times 120}{13}$ y 2 planchas de 200×15 lo que da una sección de 103.6 centímetros cuadrados.

Ambas diagonales son formadas del mismo modo, es decir rígidas.

Análogamente se han calculado las demás, adoptándose las secciones que se indican en la tabla.

Las secciones de los montantes se expresan también en la tabla.

Como comprobación para las diagonales he calculado la resistencia

$$Q = \frac{2 \times Rs}{\sec \alpha}$$

en que: s es la sección de los diagonales $R = 1100$ kilógramos por centímetro cuadrado el coeficiente de trabajo, y llevando estos valores de Q como ordenadas se ve en la figura que el contorno es exterior al de los esfuerzos de corte.

Para la pared continua hay un gran exceso de resistencia, de modo que no es necesaria la comprobación.

Cola

Diagonales

Barras	Tensiones	Secciones teóricas	Secciones adoptadas	Forma de las secciones
	Toneladas	cent. cuadr.	cent. cuadr.	
0 0′	149.00	—	—	Pared cont. de 15 mil.
0′ 1′	105.64	96.03	103.60	$\frac{120 \times 120}{13}$ 240×12
1′ 2′	86.74	78.85	80.70	$\frac{110 \times 110}{14}$ 220×14
2′ 3′	67.78	61.61	67.50	$\frac{100 \times 100}{15}$ 200×6
3′ 4′	48.98	44.52	45.12	$\frac{100 \times 100}{12}$
4′ 5′	39.47	35.88	36.20	$\frac{100 \times 100}{9.5}$
5′ 6′	54.00	—	—	Par. cont. esp. 15 mil.

Montantes

Barras	Tensiones	Secciones teóricas	Secciones adoptadas	Forma de las secciones
	Toneladas	cent. cuadr.	cent. cuadr.	
0′	149.00	135.00	161.00	$\frac{100 \times 100}{15}$ 200 × 15
1′	122.00	110.00	133.70	$\frac{90 \times 90}{12.5}$ 200 × 15
2′	94.41	85.80	111.04	$\frac{80 \times 80}{12}$ 200 × 10
3′	67.60	61.40	83.00	$\frac{70 \times 70}{12}$
4′	54.00	49.10	71.56	$\frac{70 \times 70}{10}$
5′	54.00	49.10	71.56	$\frac{70 \times 70}{10}$
6′ y 7′	54.00	—	—	$\frac{70 \times 70}{10}$

Ante-brazo

Diagonales

0 1	52.47	47.70	50.40	$\frac{100 \times 100}{13.5}$
1 2	48.35	43.95	46.86	$\frac{100 \times 100}{12.5}$
2 3	43.94	39.94	43.42	$\frac{90 \times 90}{13}$
3 4	39.85	36.22	40.32	$\frac{90 \times 90}{12}$
4 5	35.09	31.90	35.60	$\frac{90 \times 90}{10.5}$
5 6	31.82	28.92	34.00	$\frac{90 \times 90}{10}$
6 7	27.54	25.35	29.14	$\frac{90 \times 90}{8.5}$
7 8	23.55	21.43	32.00	$\frac{85 \times 85}{10}$
8 9	27.17	24.70	32.00	$\frac{85 \times 85}{10}$
9 10	29.07	27.00	32.00	$\frac{85 \times 85}{10}$
10 11	34.39	31.20	37.18	$\frac{90 \times 90}{11}$
11 12	38.00	—	—	Par. cont. esp. 15 mil.

Montantes

Barras	Tensiones	Secciones teóricas	Secciones adoptadas	Forma de las secciones
	Toneladas	cent. cuadr.	cent. cuadr.	
0	74.00	67.20	88.30	$\frac{80 \times 80}{11.5}$ 200 × 10
1	68.00	61.80	85.60	$\frac{80 \times 80}{11}$ 200 × 10
2	61.20	55.60	80.00	$\frac{80 \times 80}{10}$ 200 × 10
3	55.00	50.00	79.08	$\frac{70 \times 70}{11.5}$ 200 × 10
4	48.00	43.60	72.00	$\frac{70 \times 70}{10}$ 200 × 10
5	42.60	38.70	67.16	$\frac{70 \times 70}{9}$ 200 × 10
6	36.00	32.70	59.96	$\frac{60 \times 60}{9}$ 200 × 10
7	30.00	27.20	55.84	$\frac{60 \times 60}{8}$ 200 × 10
8	29.00	20.90	47.30	$\frac{60 \times 60}{6}$ 200 × 10
9	34.00	20.00	47.30	$\frac{60 \times 60}{6}$ 200 × 10
10	38.00	27.20	47.30	$\frac{60 \times 60}{6}$ 200 × 10
11	38.00	27.20	47.30	$\frac{60 \times 60}{6}$ 200 × 10

FLEXIONAMIENTO

Calculadas las secciones por el método de Winkler, he verificado si resisten á la flexión, es decir, si se verifica la condición.

$$\frac{Fl^2}{a} \leqq I$$

en que F es la sección teórica;

$l = 0.8l'$ siendo l' la longitud de la barra;

a una constante para cada material que depende de los coeficientes de elasticidad y ruptura.

Para el acero $a = 4400$ (1)

é I es el momento de inercia mínimo de la sección.

Para el 1er *montante* de la cola tengo

$$l = 0.8 \times 247.3 = 198 \text{ cm.}; \; F = 141 \text{ cm}^2$$

$$\frac{Fl^2}{a} = \frac{141 \times 198^2}{4400} = 1256$$

Para esta sección $I = 2040$ c. m.^{4} luego $1256 < 2040$ que satisface la condición.

Montante 2.

$$l = 0.8 \times 243.8 = 195 \text{ cm.}; \; F = 113.7 \text{ cm}^2$$

$$\frac{Fl^2}{a} = 985.2 \qquad I = 1235 \text{ cm}^4$$

$$985.2 < 1235$$

Montante 3.

$$\frac{Fl^2}{a} = 754 \qquad I = 838 \text{ cm}^4$$

$$754 < 838$$

Montante 4.

$$\frac{Fl^2}{a} = 482 \qquad I = 562 \text{ cm}^4$$

$$482 < 562$$

Montante 5.

$$\frac{Fl^2}{a} = 366 \qquad I = 464 \text{ cm}^4$$

$$366 < 464$$

(1) DUCLOUT. *Teoría de la elasticidad.*

Montantes del ante-brazo

Montante 1.

$$\frac{Fl^2}{a} = 605 \qquad I = 800 \text{ cm}^4$$

$$605 < 800$$

Montante 2.

$$\frac{Fl^2}{a} = 570 \qquad I = 763.2 \text{ cm}^4$$

$$570 < 763.2$$

Montante 3.

$$\frac{Fl^2}{a} = 497 \qquad I = 694 \text{ cm}^4$$

$$497 < 694$$

Montante 4.

$$\frac{Fl^2}{a} = 464 \qquad I = 536 \text{ cm}^4$$

$$464 < 536$$

Montante 5.

$$\frac{Fl^2}{a} = 383 \qquad I = 465 \text{ cm}^4$$

$$383 < 465$$

Montante 6.

$$\frac{Fl^2}{a} = 361 \qquad I = 418 \text{ cm}^4$$

$$361 < 418$$

Montante 7.

$$\frac{Fl^2}{a} = 245 \qquad I = 264 \text{ cm}^4$$

$$245 < 264$$

Montante 8.

$$\frac{Fl^2}{a} = 197 \qquad I = 234 \text{ cm}^4$$

$$197 < 234$$

Montantes 9, 10 y 11.

$$\frac{Fl^2}{a} = 128 \qquad I = 234$$

$$128 < 174$$

Diagonales. — También se ha comprobado las diagonales á la flexión con la misma fórmula, en la que l representa la semi-longitud de una diagonal.

Así, en la cola para las primeras diagonales se tiene

$$\frac{Fl^2}{a} = 724$$

y el momento de inercia considerando sólo el de los L es $I = 798$ cm^4.

$$724 < 798$$

para las segundas $\frac{Fl^2}{a} = 556$, $I = 562$ cm^4; $556 < 562$

para las terceras $\frac{Fl^2}{a} = 446$, $I = 504$ cm^4; $446 < 504$

para las demás se ha comprobado del mismo modo aumentando algunas secciones hasta verificar la condición.

ACCIÓN DEL CALOR

En los puentes giratorios, las variaciones de temperatura es necesario tenerlas en cuenta, aunque no para dotarlos de disposiciones especiales que permitan la dilatación, pues, esta se puede

efectuar libremente en este caso; sino que puede suceder que estando la platabanda superior más calentada que la inferior, por estar expuesta á la acción directa de los rayos solares mientras la segunda está cubierta, se produzca un encorvamiento que impida la maniobra del puente; tal es el caso que sucedió en el puente sobre la dársena de Missiessy en Tolón, como también en un puente del ferrocarril Filadelfia, Wilmington y Baltimore de 41^m^80 de longitud, en el cual el desigual calentamiento de sus platabandas produjo, estando el puente cerrado, una compresión tal sobre el apoyo que fué imposible hacerla girar.

La inflexión llego á 16 milímetros.

Para calcular la influencia de esta diferencia de temperatura, seguiré el método indicado en el *Manual del Ingeniero* de Ed. Heusinger von Waldegg, página 597, llamando:

$\pm \Delta t$ la diferencia de temperaturas de ambas platabandas;

α el coeficiente de dilatación del metal;

h la altura media de la viga.

A causa de esta diferencia de temperatura entre sus platabandas, la viga tenderá á encorvarse según una circunferencia de radio.

$$r = \pm \frac{h}{\alpha \Delta t}$$

Por tanto se producirá en el apoyo intermedio un levantamiento ó descenso de la cantidad μ

$$\mu = \frac{(l_1 + l_2)^4 \, \alpha \Delta t}{32 h l_2^2}$$

en la que l_1, y l_2 designan la longitud de la cola y del ante-brazo.

En el caso presente admitiré para Δt como valor máximo.

$$\Delta t = \pm 8^\circ \text{ cg.}$$

pues la altura de la viga es pequeña

$$\alpha = 0.0000118$$

$$h = 2 \text{ m.}$$

Sustituyendo estos valores en la fórmula se tiene:

$$\mu = \frac{45^4 \times 8 \times 0.0000118}{32 \times 2 \times 30^2} = 0.0067$$

A este valor de μ corresponderá un momento de flexión M_t en el apoyo central, dado por la siguiente fórmula:

$$M_t = \frac{6EJ\left(\frac{\mu}{l_1} + \frac{\mu}{l_2}\right)}{2(l_1 + l_2)} = \frac{3EJ\mu}{l_1 l_2}$$

en la que: J es el momento de inercia medio de la viga.

E es el coeficiente de elasticidad para el material.

Sustituyendo por sus valores se tiene:

$$M_t = \frac{3 \times 22 \times 10^9 \times 0.0067 \times 0.05}{15 \times 30} = 49133 \text{ kilgm.}$$

ó sea

$$M_t = 49.133 \text{ tm.}$$

cuyo momento agregado al momento de flexión máximo en el perno (que en este caso tiene lugar para el puente abierto) permite calcular el momento resistente de la viga.

En el presente caso el momento resistente de la viga en el apoyo intermedio satiface esta condición.

Para evitar estos esfuerzos producidos por la diferencia de temperatura, se ha recurrido en algunos puentes giratorios al procedimiento sencillo de recubrir la platabanda superior con madera, cuando ésta se encuentra más expuesta á la acción del sol que la inferior.

Este método de fácil aplicación ha dado buenos resultados.

En el presente caso convendría adoptar este procedimiento, pues la platabanda inferior está resguardada por el piso del puente, mientras que la superior está libre.

He supuesto para este cálculo que la mayor diferencia de la temperatura que puede producirse entre las platabandas, sea de ocho grados centígrados, pues estando á poca distancia una de otra, no es admisible que pueda producirse una diferencia mayor.

ACCIÓN DEL VIENTO

Para el cálculo de los contravientos he considerado dos casos:

1° puente descargado: presión 250 kilógramos por metro cuadrado;

2° puente cargado: presión 150 kilógramos por metro cuadrado.

1er caso. — La superficie opuesta al viento será por metro corriente (1).

		metros cuadrados
Primera viga	Platabanda superior........	0.60
	Diagonales $\frac{2 \times 2.50 \times 0.20}{2.5}$.	0.40
	Montantes $\frac{2.30 \times 0.20}{2.5}$......	0.18
	Platabanda inferior.........	0.60
	Total...........	1.78

Para encontrar la superficie opuesta al viento por la segunda viga, será necesario reducir aquellas en la relación de los vacíos á la superficie total que es suponiendo:

$$h = 2.50 \text{ m.}$$

que es la altura maxima de la viga:

$$\frac{2.50 - 1.78}{2.50} = 0.21$$

		metro cuadr.
Segunda viga	Platabanda superior 0.21×0.60.......	0.126
	Diagonales y montantes $2 \times 0.21 \times 0.58$.	0.121
	Saliente del piso......................	0.042
	Total.................	0.289

La superficie total será $1^{m}78 + 0.289 = 2^{m^2}.069$ y la presión en

(1) M. Koechlin, *Aplications de la statique graphique*, página 168.

kilógramos, será $2.069 \times 250 = 517.25$; tomaré en números redondos 500 kilógramos (1).

2° *caso*. — La superficie opuesta al viento por la primera viga será la misma que en el caso anterior.

La superficie reducida opuesta por el carro será:

$$0.21 \times 0.18 = 0.378 \text{ m}^2$$

La superficie de la segunda viga la reduzco en la proporción:

$$\frac{2.5 - 0.378}{2.5} \times 0.21 = 0.18 \text{ m}^2$$

Saliente del piso: 0,04 metros cuadrados.

La superficie reducida de la segunda viga será

$$1.18 \times 0.18 = 0.201 \text{ m}^2$$

		metro cuadrado
Superficie total	Primera viga........	1.70
	Segunda viga........	0.21
	Carro................	0.38
	Piso................	0.04
	Total........	2.33

y la presión por metro lineal será

$$2.33 \times 150 = 399.5 \text{ kig.}$$

como se vé, el primer caso es el más desfavorable y por tanto he calculado los contravientos para este caso.

Para calcular las secciones de las barras de los contravientos horizontales se ha seguido, en los puentes giratorios cuyo cálculo he visto, el mismo procedimiento que en los puentes fijos.

Adoptándose después una sección doble de la obtenida como en el puente de Kahnfart.

Pero me ha parecido más racional y para conservar la unidad en el método de cálculo adoptado, seguir el siguiente procedimiento.

(1) La superficie opuesta al viento sería en realidad menor que este valor.

Para el puente cerrado la presión total producida por el viento en el ante-brazo es de $500 \times 30 = 15000$ kilógramos, de modo que el esfuerzo de corte en los apoyos será de 7500 kilógramos, que tomándolos en las verticales de los mismos (plano 3) á la escala de

$$1^{mm} = 100 \text{ kilógramos}$$

me ha permitido construir las superficies representativas de los esfuerzos de corte.

Para la cola he seguido un procedimiento análogo.

Para el puente abierto he construido también, como se ve en el plano, las superficies representativas de los esfuerzos de corte para el ante-brazo y la cola.

En seguida he tomado como superficie representativa de los esfuerzos de corte para el cálculo, la limitada por el contorno exterior de las anteriores.

Es claro que habré considerado para cada barra su caso más desfavorable.

Conocidos los esfuerzos de corte, he calculado las tensiones y en seguida las secciones por la fórmula

$$F = \frac{D}{720} \text{ cm}^2.$$

Comprobando después estas secciones por la fórmula

$$\frac{Fl^2}{a} \leqq I.$$

Los contravientos horizontales están formados por las diagonales de un rectángulo de $6^m50 \times 5^m$ y remachadas en su punto medio en la pieza de puente y en los extremos, como se ve en la figura.

Las secciones van en la tabla siguiente á las cuales se les ha dado un aumento prudencial por los esfuerzos que se desarrollan durante la rotación.

Ante-brazo

N°	Tensiones Kilógramos	Secciones cent. cuadr.	Formas adoptadas		
0 1	8250	11.4	dos hierros ángulos de		$\frac{90 \times 90}{13}$
1 2	6690	9.3	—	--	$\frac{90 \times 90}{13}$
2 3	5125	7.1	—	—	$\frac{80 \times 80}{11}$
3 4	3560	4.9	—	—	$\frac{80 \times 80}{11}$
4 5	2750	3.8	—	—	$\frac{70 \times 70}{11}$
5 6	3800	5.3	—	—	$\frac{80 \times 80}{11}$
		Cola			
0′ 1′	3540	4.9	—	—	$\frac{80 \times 80}{11}$
1′ 2′	1950	2.7	—	—	$\frac{70 \times 70}{10}$
2′ 3′	1610	2.2	—	—	$\frac{70 \times 70}{10}$

Las secciones para compresión se han verificado á la flexión por medio de la fórmula conocida

$$\frac{Fl^2}{a} \lesseqgtr I.$$

Así para la sección máxima de doce centímetros cuadrados se tiene

$$\frac{Fl^2}{a} = \frac{12 \times 107584}{4400} = 294$$

Se ha elegido una sección compuesta de dos hierros ángulos de $\frac{90 \times 90}{13}$ para la cual

$$I = 319 \text{ cm}^4$$

$$294 < 319$$

esta sección ha sido aceptada para 0,1 y 1,2.

Para $F = 7^{cm^2}5$

$$\frac{Fl^2}{a} = 183$$

$$I = 192 \text{ cm}^4 6$$

$$183 < 192{,}6$$

esta sección ha sido adoptada para 2,3, 3,4, 5,6, 0',1'.

Para $F = 4^{cm^2}$

$$\frac{Fl^2}{a} = 97{,}8$$

$$I = 116 \text{ cm}^4 6$$

$$97{,}8 < 116{,}6$$

esta sección ha sido adoptada para 4,5, 1',2', 2',3'.

No teniendo el puente contravientos verticales, son los montantes los que deben resistir á la acción del viento considerados como sólidos encastrados en una de sus extremidades y libres en la otra. Cada uno de éstos debe resistir al esfuerzo que se ejerza en una longitud de viga de 2^m50.

Considero estos esfuerzos como concentrados en los centros de gravedad de las superficies correspondientes y construyo, como se ve en la figura, á la escala de

$$1^{mm} = 50 \text{ kilógramos}$$

y con distancia polar de dos metros, un polígono de fuerzas y el funicular correspondiente.

El momento máximo será de 1150 kilográmetros.

Supondré que este momento sea constante para los cinco primeros montantes.

Se tendrá para *la cola :*

Montante 1' :

$$I = 2040 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 115000 \text{ kilgcm.}$$

$$\frac{\mu}{R} = 115 \text{ cm}^3$$

tomando R = 1000 kilógramos por centímetro cuadrado

$$\frac{I}{V} = 204^{cm3} > 115$$

que satisface la condición.

Sin embargo, para uniformar las secciones se le ha agregado una plancha de 200 × 10.

Montante 2'. — Para este se ha agregado una plancha de 200 × 10, y

$$I = 1901,6^{cm4}$$

$$\frac{I}{V} = 190,16^{cm3} > 115$$

Montante 3'. — Se le ha agregado la misma plancha

$$I = 1504,6^{cm4}$$

$$\frac{I}{V} = 131^{cm3} > 115$$

Montante 4'. — Se ha agregado una plancha de 220 × 10

$$I = 1449^{cm4}$$

$$\frac{I}{V} = 131^{cm3} > 115$$

Montante 5'. — Se ha agregado una plancha de 220 × 10

$$I = 1351^{cm4}$$

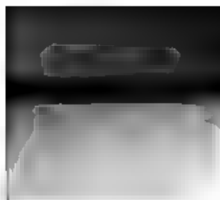
$$\frac{I}{V} = 122^{cm3} > 115$$

Ante-brazo

Montante 1. — Se ha agregado una plancha de 200 × 10

$$I = 1446,6^{cm4}$$

$$\frac{I}{V} = 146,6^{cm3} > 115$$



Montante 2. — Con la misma plancha

$$I = 1429,8^{cm4}$$

$$\frac{I}{V} = 142,98^{cm3} > 115$$

Montante 3. — Con la misma plancha

$$I = 1360,6^{cm4}$$

$$\frac{I}{V} = 136,06^{cm3} > 115$$

Montante 4. — Con la misma plancha

$$I = 1202,2^{cm4}$$

$$\frac{I}{V} = 120,2^{cm3} > 115$$

Para los otros montantes he calculado el momento de flexión para una altura de viga de dos metros, y ha dado

$$\mu' = 850 \text{ kilográm.} = 85000 \text{ kilogracentímetros}$$

$$\frac{\mu'}{R} = 85^{cm3}$$

Montante 5. — Con la misma plancha

$$I = 1131^{cm4}$$

$$\frac{I}{V} = 103^{cm3} > 85$$

Montante 6. — Con la misma plancha

$$I = 1084^{cm4}$$

$$\frac{I}{V} = 108,4^{cm3} > 85$$

Montante 7. — Con la misma plancha

$$I = 930,6^{cm4}$$

$$\frac{I}{V} = 93^{cm3} > 85$$

Montante 8. — Con la misma plancha

$$I = 900^{cm4}$$

$$\frac{I}{V} = 90^{cm3} > 85$$

Montantes 9, 10 y 11. — Con la misma plancha

$$I = 1061^{cm4}$$

$$\frac{I}{V} = 96^{cm3} > 85$$

Los montantes que refuerzan las paredes continuas, han sido calculados de modo que soporten la presión ejercida por el viento en ellas.

En cuanto á la acción que ejerce el viento sobre las platabandas, no la he tenido en cuenta, pues la luz del puente es menor de sesenta metros, para los cuales se aconseja despreciarlo (1).

Tampoco he tenido en cuenta los momentos de flexión que producirían sobre las piezas del puente, pues éstas tienen un exceso de resistencia.

REMACHES

Para el cálculo de los remaches en el enrejado, he tomado como sección de remache los cinco cuartos de la sección teórica de cada barra (2).

(1) KOECHLIN, *Aplications de la statique graphique*, pag. 159.
(2) DUCLOUT, *Resistencia de materiales.*

Así, por ejemplo: *Montante 1'*.

$$\tfrac{5}{4}\,F = \tfrac{5}{4}\,110^{cm^2} = 137,5^{cm^2}$$

Adoptando remaches de veinte y siete milímetros de diámetro cuya sección es $5^{cm^2}7$, el número de remaches dobles será $\frac{137,5}{2 \times 5,7} = 12$ remaches.

Montante 2'.

$$\tfrac{5}{4}\,F = 107^{cm^2}$$

$$N = \frac{107}{11,4}$$

He tomado diez remaches.

Montante 3'.

$$N = \frac{76,7}{11,4}$$

He tomado ocho remaches.

Montante 4'. — He tomado ocho remaches.

Ante-brazo

Montantes 1 y 2. — Ocho remaches.

Montantes 3, 4, 5 y 6. — Seis remaches.

Montantes 7, 8, 9, 10 y 11. — Cuatro remaches.

Diagonales, cola

0'1'..................	21	remaches
1'2'..................	17	»
2'3'..................	14	»
3'4'..................	10	»
4'5'..................	9	»

Ante-brazo

0 1..................	11	remaches
1 2..................	10	»
2 3..................	9	»
3 4..................	8	»
4 5..................	7	»
5 6..................	7	»
6 7..................	6	»
7 8..................	6	»
8 9..................	6	»
9 10..................	7	»
10 11..................	8	»

Remachadura de los hierros ángulos y del alma. — El número de remaches que deben unir los hierros ángulos con el alma de la viga principal, se determina teniendo en cuenta que éstos deben resistir al esfuerzo de resbalamiento longitudinal.

Este esfuerzo de resbalamiento varía con el esfuerzo de corte, pero lo consideraré, como se hace generalmente, constante é igual á su valor máximo, el cual se encuentra dado por la siguiente fórmula:

$$\binom{\text{máx}}{\text{máx}} 0 = \frac{\text{máx } T}{H_{\prime}} \text{ [1]}$$

en la que: máx T es el valor máximo del esfuerzo de corte;

$H_{\prime}$ para las vigas de esta altura puede tomarse igual á la altura de la viga que es en media, dos metros.

Como este esfuerzo debe ser resistido por una fila de remaches dobles, el número de remaches n por metro lineal, será:

$$n = 0{,}637 \frac{\text{máx } T}{H_{\prime} d^2 R}$$

pero

$$\frac{\text{máx } T}{R} = \frac{T_0}{\rho_0{}'} + \frac{T_1}{\rho_1{}'}$$

[1] CHICCHI, *Costruzione dei ponti metallici*, pág. 528.

en que

$$\rho_0' = \tfrac{4}{5}\rho_0 = 1440$$

$$\rho_1' = \tfrac{4}{5}\rho_1 = 480$$

En el presente caso

$$T_0 = 94000 \text{ kilóg.}$$

$$T_1 = 68000 \text{ kilóg.}$$

$$\frac{\text{máx } T}{R} = 0{,}0205 \text{ por m.}$$

luego

$$n = \frac{0{,}637 \times 0{,}0205}{2 \times 0{,}000729} = 8{,}9$$

he tomado $n = 9$ remaches por metro lineal y por tanto la distancia entre ellos será

$$\frac{1^m}{8} = 0^m{,}125.$$

Remachadura de los hierros ángulos con las planchas. — Las planchas se unen á los L por medio de dos filas de remaches, una por cada L de modo que el número de remaches por metro lineal y por L es igual al anterior, es decir, nueve remaches.

Las planchas están también unidas entre sí por medio de dos filas de remaches, dispuestos á igual distancia que los anteriores y en los intervalos de estos.

El material empleado para la remachadura es el acero de la mejor calidad.

El diámetro adoptado para remaches, satisface á la condición de que el mayor espesor de las planchas á remachar sea menor que $4d$ ó $5d$, siendo d el diámetro del remache.

CALZADA Y VEREDAS

Calzada. — El ancho que debe tener la calzada, está fijado en el programa, por la condición que puedan cruzarse dos carros del tipo que se adjunta.

Está satisfecha esta condición, dándole un ancho de $6^{m}50$ entre las fibras medias de las vigas principales y haciendo las veredas exteriores sostenidas por medio de consolas, cuya disposición es indudablemente la más conveniente en esta clase de puentes.

El entramado horizontal está formado por piezas de puente que unen los nudos inferiores de las vigas principales, á las cuales se encuentran remachadas.

Los contravientos horizontales forman las diagonales de un rectángulo de $6^{m}5 \times 5$ y remachados en su punto medio á la pieza de puente intermedia.

Sobre las piezas de puente, en el sentido longitudinal, están dispuestas viguetas unidas de madera dura, que forman un primer piso y sobre éstas están clavados en sentido transversal tablones de pino de tea formando un contrapiso.

Esta disposición satisface la exigencia del programa, que, como es natural, se ha tratado al formularlo, que la calzada presente la mayor ligereza posible, sustituyendo las longrinas metálicas por viguetas de madera y permitiendo por el doble piso de la calzada, que la circulación en el puente no sea interrumpida durante las reparaciones inevitables que habrá que hacer en él.

Pasaré ahora al cálculo de las piezas que forman el entramado horizontal.

Tablones. — Los tablones que forman el piso, son de pino de tea cuya densidad máxima es de 0,73 (1).

Como éstos van clavados sobre un segundo piso formado por viguetas unidas, he adoptado la dimensión $0{,}06 \times 0{,}16$ metro.

El peso por metro cuadrado será

$$730 \text{ kilóg.} \times 0{,}06 = 43{,}8 \text{ kilóg.}$$

Viguetas de madera. — Para el cálculo de las viguetas de madera he admitido que dos ruedas, en el caso más desfavorable, descansen sobre tres viguetas, puesto que las cargas vienen transmitidas á éstas por los tablones superiores.

Seguiré para el cálculo de éstas el procedimiento indicado por Chicchi (2).

(1) He tomado esta densidad máxima para permitir los cambios de madera.
(2) *Costruzione dei ponti metallici*, página 293.

Se tiene para este caso

$$P_0 = 3200 \text{ kig.}$$

El peso permanente por unidad de longitud llamándolo

$$p = p_0 \delta_0 + p_t$$

en que δ_0 es la distancia entre viguetas = 16 centímetros;
p_t el peso propio que puede despreciarse;

$$p_0 = 0{,}06 \times 650 = 39 \text{ kilóg.}$$

de donde

$$p = 39 \times 0.30 = 11{,}7 \text{ kilógramos por metro}$$

ó lo que es lo mismo 0,12 kilógramos por centímetro.

Siendo $D = 2{,}20 > 0{,}586l$ la fórmula que nos da el momento máximo, será:

$$\text{máx}\,M = \tfrac{1}{8} pl^2 + \tfrac{1}{4} P_0 l$$
$$M = \tfrac{1}{8} 0{,}12 \times 62500 + \tfrac{1}{4} 3200 \times 250$$
$$M = 938 + 200000 = 200938 \text{ kilogracentímetros}$$

tomando el ancho $b = 3 \times 16$ centímetros de tres viguetas, tengo

$$\frac{I}{V} = a^2 \frac{b}{6} = a^2 \times \frac{48}{6} = \frac{200938}{R}.$$

Tomando el coeficiente de trabajo

$$R = 60 \text{ kilógramos por centímetro cuadrado}$$

tengo

$$a = \sqrt{\frac{6 \times 200938}{2880}}$$

$$a = \sqrt{418} = 20{,}44.$$

He adoptado la sección

16 cent. $\times$ 21 cent. (1)

(1) Este piso debe ser, según el programa, de madera dura, pero para el cálculo he tomado los mismos coeficientes que para el pino, y únicamente tendré en cuenta su mayor densidad admitida como máximo, de 0.92.

Piezas de puente del ante-brazo

Para el cálculo de las piezas de puente, consideraré separadamente, primero la carga permante, segundo la carga móvil.

1° *Carga permanente.* —

Peso del entablado por metros cuadrados. $237^k0 = p_0$
Distancia entre las piezas .... $\delta = 2^m50$
Largo de las piezas .... $l = 6^m50$

siendo p el peso por unidad de longitud que sufre la pieza, se tiene

$$p = p_0\,\delta + p_t$$

en la que p_t es el peso propio por metro lineal que tomaré $p_t = 100$ kilóg., luego

$$p = 237 \text{ kilóg.} \times 2{,}5 + 100 = 692{,}5 \text{ kilóg.}$$

y en números redondos

$$p = 693 \text{ kilógramos.}$$

El momento M_0 debido á la carga permanente, será

$$M_0 = \frac{pl^2}{8} = \frac{693 \times 6{,}5^2}{8} = 3664 \text{ kigm.}$$

$$M_0 = 3664 \text{ kigm.}$$

2° *Carga móvil.* — El caso más desfavorable tiene lugar cuando una fila longitudinal de ruedas está sobre una misma longrina, estando una de ellas sobre la pieza de puente.

La fórmula que nos da este caso muy aproximadamente el peso P_{00} es

$$P_{00} = \left(0{,}39 + 76\,\frac{\delta}{D}\right) P \text{ (1)}$$

siendo δ la distancia entre las piezas de 2^m50 ;

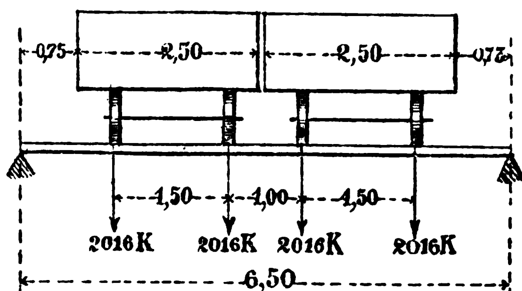
(1) CHICCHI, *Costruzione dei ponti metallici*, pág. 296.

D distancia entre los ejes de 2^m20;
sustituyendo estos valores se tiene.

$$P_{00} = (0,39 + 0,76 \times 1,14)\,1600 = 2016 \text{ kilóg.}$$

Ahora la posición más desfavorable en el sentido transversal, siendo los pesos de las ruedas iguales, será la indicada en la figura 1.

Fig 1



La sección peligrosa estará en el medio y la reacción A_i sobre el apoyo izquierdo será

$$A_i = 2016 \times 2 = 4032 \text{ kilóg.}$$

La fórmula que da el momento de flexión en una sección de abscisa x es

$$M_1' = A_i x - (P_1 d_1 + P_2 d_2 + \dots P_m d_m)$$

En el presente caso

$$P_1 = P_2 = P_m;$$

también las cargas están simétricamente dispuestas, y para la sección peligrosa será

$$x = \frac{l}{2}$$

y $$M_1' = A_i \frac{l}{2} - P\,(d_1 + d_2 \dots + d_m)$$

$$M_1' = 4032 \times \frac{6^m5}{2} - 2016 \text{ kilóg. } (2^m5 + 1^m)$$

finalmente

$$M_1' = 6048 \text{ kigm.}$$

El espacio vacío que queda á uno y otro lado, lo supondré con una sobrecarga de 450 kilógramos por metro cuadrado, luego

$$K = K_0 \delta = 450 \times 2,50 = 1125 \text{ kilóg.}$$

siendo

$$\lambda_{I} = \lambda_{II} = 0,75$$

el momento para la sección considerada será

$$M_1'' = \frac{K\lambda^2}{2} = \frac{1125 \times 0,75^2}{2} = 315 \text{ kigm.}$$

y el momento total M_1 será

$$M_1 = 315 + 6048 = 6363 \text{ kigm.}$$

Para calcular la sección conveniente, me serviré de la fórmula de Winkler

$$W = \frac{M_0}{\rho_0} + \frac{M_1}{\rho_1} + \frac{M_2}{\rho_2}$$

en que W es el momento resistente;

M_0 el momento de flexión para carga permanente;

M_1 y M_2 momentos de flexión para cargas móviles y de sentidos contrarios.

Para el caso presente

$$M_2 = 0.$$

El material adoptado siendo el acero, los valores de ρ_0 y ρ_1 son los siguientes:

$$\rho_0 = 1800 \text{ kilóg. por cent.}^2$$

$$\rho_1 = 600 \text{ kilóg. por cent.}^2$$

Sustituyendo estos valores en la fórmula, se tiene

$$W = \frac{366400}{1800} + \frac{636300}{600} = 203 + 1060$$

$$W = 1263^{cm^3}$$

He adoptado una sección compuesta de

Alma de 500×10

4 L de $\dfrac{80 \times 80}{8}$

cuyo momento de inercia es el siguiente

$$\text{Momento de inercia} \left\{ \begin{array}{ll} \text{Alma } 500 \times 10 & = 0^{m4}000104 \\ 4 \text{ L } \dfrac{80 \times 80}{8} & = 0 \quad 000254 \\ \hline & I = 0^{m4}000358 \end{array} \right.$$

$$\frac{I}{V} = 1400^{cm3}$$

lo que comparado con el momento resistente necesario, da un exceso que compensa los agujeros de remache.

(Continuará).

INGENIOSA SOLUCIÓN

DE UN

PROBLEMA DE HIDRÁULICA

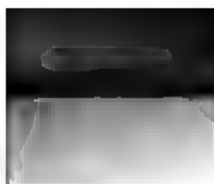
POR C. H. OTT
Miembro activo del Club de Ingenieros de Filadelfia

En la práctica de la ingeniería, y hasta en cada sección de una obra, se presentan circunstancias y condiciones que hay necesidad de tratar y resolver, sin que hayan reglas establecidas ó precedentes conocidos aplicables.

Esos casos exigen el más alto grado de ejercicio de la inventiva é ingeniosidad propias, y se puede sentar como axioma que el ingeniero de mayor *éxito* es el que sabe usar esas ventajas, las aplicaciones eficaces y los materiales de que más á mano dispone, siendo á la vez quien encontrará las mejores soluciones aplicables á las condiciones y circunstancias que se le presenten.

Hace varios años tuve el placer de ser testigo presencial de un bien ideado proyecto, llevado á cabo bajo circunstancias tales que, aun cuando las condiciones en que se presentó y fué ejecutado, difícilmente puedan ocurrir de nuevo, sin embargo, creo que puede su descripción ofrecer suficiente interés para someterla ante el Club.

En 1882 se construyó en la ciudad de Annisson (Ala.), una instalacion de aguas corrientes dedicada á proveer y proteger contra los incendios, á los talleres industriales establecidos en esa ciudad, é incidentalmente para surtirla de agua para el uso doméstico.



Las obras consistían en un pozo de 10 piés (3,05 m.) de diámetro, revestido con aros de fundicion unidos en secciones y llevados hasta una napa de agua á 80 piés (24,38 m.) bajo la superficie del suelo.

A los 15 piés (4,57 m.) sobre el fondo del pozo, había una bomba de un cilindro únicamente y de doble efecto, movida por una barra unida al pistón de una máquina simple, colocada en el establecimiento de bombas, situado sobre el pozo. La bomba llevaba el agua por medio de un caño maestro de 10 pulgadas(0,254 m.) á un tanque de hierro de 30 piés (9,14 m.) de diámetro y á 40 pies (12,19 m.) de altura, colocado en una colina distante cerca de una milla y próximamente á 225 piés (68,58 m.) de elevación sobre el nivel del piso de la casa de bombas, siendo la presión media mantenida en ésta, de cerca de 90 libras por pulgada cuadrada (6,33 kilógramos por centímetro cuadrado).

Como el servicio de agua requerido cuando el establecimiento de estas obras no era muy pesado, la provisión del pozo era suficiente para doce horas de gasto con seis horas de bombeo; la máquina y la bomba tenían suficiente capacidad para bombear el pozo hasta cerca de 8 á 10 pulgadas (0,204 ó 0,254 m.) del fondo, en doce horas, más ó menos, de trabajo continuo.

Cuando se hacía necesario examinar ó reparar el cilindro de la bomba y las uniones, se disminuían las aguas bombeando hasta la mayor profundidad posible y por medio de un pulsómetro se conservaba seco el pozo hasta terminar las reparaciones.

Pasado un año, poco más ó menos, á causa del gran desarrollo de la ciudad, la provisión de este pozo llegó á ser enteramente insuficiente para la demanda y los propietarios de las obras se decidieron á aumentar el abastecimiento. En consecuencia, se excavó un nuevo pozo como á 40 pies al Este del primitivo. Se introdujo un cajón de maderas de 6 por 12 piés (1,83 × 3,66 m.) á una profundidad de 120 pies (36,58 m.) á la cual se obtuvo una corriente de agua, cuya eficacia se determinó por el tiempo requerido para vaciar el colector con un pulsómetro de 3 pulgadas y una bomba Cameron de 4 pulgadas.

Para proveer al almacenaje de las aguas y unir el nuevo colector con el pozo de bombas, se construyó un túnel de madera inferiormente á 13 m. sobre el fondo que unía los dos pozos.

Como no se juzgaran suficientes estas obras, se profundizó más el segundo pozo, hasta que se encontró una gran corriente subte-

rránea, que hizo elevar el agua en los dos pozos puestos en comunicación por un conducto sin revestimiento perforado en el fondo á un nivel que, empleando todos los medios de que se disponía, no fué posible hacer bajar de los 20 pies debajo del piso de la casa de bombas. Se aseguró así una provisión de agua quizá demasiado considerable.

Meses después, la bomba rehusó dar agua é inmediatamente se localizó la causa en el cilindro que se hallaba á unos 50 pies debajo del agua, sin que los aparatos de que se podía disponer fueran suficientes para reducir el nivel de aquella en el pozo, lo bastante para que se pudiera efectuar las reparaciones necesarias. Como coincidía una estación excesivamente seca, acompañada de algunos pequeños incendios, caso inusitado en la ciudad, la situación era verdaderamente alarmante.

Había necesidad, para desagotar el pozo de bombas, de impedir la entrada del agua del segundo pozo y los ensayos hechos al efecto, fracasaron á causa de la gran corriente que se producía en el túnel de comunicación de ambos pozos.

Finalmente, se ideó la siguiente treta. Se hizo un globo en forma de saco, de 0,90 m. de diámetro, por 1,80 m. de largo, más ó menos, con cotín colchado groseramente en cuadros. Se le empapó en aceite de linaza y se introdujo en los cuadros una cantidad de harina de centeno bien distribuida. Un tubo de una pulgada, que terminaba en una manga, fué inserto en la boca del saco, el cual fué luego asegurado con alambre al tubo. Plegado el saco en forma cilíndrica y envuelto en hilo de acarreto, se colgó de su extremidad, por medio de un anillo, un grueso lingote y se le hizo descender hasta el fondo del pozo de bomba, procurando que penetrara la mitad en el conducto que unía los dos pozos.

El tubo de pulgada fué unido al tubo principal de la cañería y á un medidor de presiones y se hizo penetrar el agua al saco hasta desarrollar una presión de 50 libras por pulgada cuadrada (3,52 kilógramos por centímetro cuadrado).

El saco se infló y se acomodó por si mismo á las irregularidades de la boca del conducto horizontal, quedando una parte, inflada en forma de bulbo, en el fondo del pozo, semejando el todo un corcho de botella de Champagne invertido.

Haciendo funcionar la bomba de desagotar y el pulsómetro, se logró desaguar rápidamente el pozo, habiéndose mantenido el saco con una presión interior de 10 libras por pulgada cuadrada en exce-

so sobre la presión exterior del agua, que, por consiguiente, no pudo desalojarlo.

Una vez terminada la reparación de la bomba, que pudo así efectuarse con prontitud, se dió salida del agua del saco y se extrajo el aparato.

Teniendo en cuenta que las factorías y casas abastecedoras de bombas y otros materiales que podían haberse usado para extraer el agua del pozo de bombas si de tal método se hubiera tratado, estaban, por lo menos, á 48 horas de distancia por tren expreso; que el procedimiento empleado fué realizado con materiales que se podían obtener en un almacen ordinario de la localidad, ó en el depósito de un horno de mina y que la total paralización de la máquina de la bomba fué sólo de 10 horas, me ha parecido siempre que la solución de este problema, que amenazaba convertirse en un inconveniente por demás serio para esas obras hidráulicas, fué la más astuta é ingeniosa que se podía darle.

(Extracto de *Proceedings of the Engineer's Club of Philadelphia*).

INDICE GENERAL

DE LAS

MATERIAS CONTENIDAS EN EL TOMO TRIGÉSIMO NONO

ANALES

DE LA

SOCIEDAD CIENTÍFICA ARGENTINA

JULIO, 1895. — ENTREGA I. — TOMO XL

PUNTOS Y PRECIOS DE SUSCRICION

LOCAL DE LA SOCIEDAD, ZEBALLOS 269, Y PRINCIPALES LIBRERÍAS

Por mes, en la Capital, Interior y Exterior, incluso porte	$ m/n 1.50
Por año, en la Capital, Interior y Exterior incluso porte........	» 12.00

La suscricion se paga anticipada

BUENOS AIRES

IMPRENTA DE PABLO E. CONI É HIJOS, ESPECIAL PARA OBRAS

680 — CALLE PERÚ — 680

1895

INDICE DE LA PRESENTE ENTREGA

A LOS SÓCIOS

Se ruega á los señores sócios comuniquen á la Secretaría de la Sociedad su ausencia, cambio de domicilio, etc., y cualquier irregularidad en el reparto de los *Anales* ó cobro de la cuota.

Se ruega tambien á los que tengan en su poder obras prestadas pertenecientes á la Biblioteca de la Sociedad, se sirvan devolverlas á la brevedad posible, a fin de anotarlas en el catálogo.

ANALES

DE LA

SOCIEDAD CIENTÍFICA ARGENTINA

ANALES

DE LA

SOCIEDAD CIENTÍFICA ARGENTINA

TOMO XL

Segundo semestre de 1895

BUENOS AIRES

IMPRENTA DE PABLO E. CONI É HIJOS, ESPECIAL PARA OBRAS

680 — CALLE PERÚ — 680

1895

ANALES

DE LA

SOCIEDAD CIENTÍFICA

ARGENTINA

TOMO XL

Segundo semestre de 1895

BUENOS AIRES

IMPRENTA DE PABLO E. CONI É HIJOS, ESPECIAL PARA OBRAS

680 — CALLE PERÚ — 680

—

1895

PROYECTO

DE

PUENTE GIRATORIO

PRESENTADO
Á LA FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES
PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

POR EMILIO PALACIO

(Conclusión)

Piezas de puente de la cola

Estas piezas tienen que soportar á más de las cargas anteriores el peso del contrapeso, de modo que siendo M_0 el momento total para la carga permanente, se tiene

$$M_0 = M_0' + M_0''$$

El peso del contrapeso por metro lineal de pieza de puente es 8100 kilógramos, luego

$$M_0' = \frac{pl^2}{8} = \frac{8100 \times 42,25}{8} = 42779 \text{ kigm.}$$

$$M_0 = M_0' + M_0'' = 46443 \text{ kigm.}$$

$$W = \frac{4644300}{1800} + \frac{636300}{600} = 3640^{cm3}$$

La sección elegida es la siguiente :

$$\text{Alma } 500 \times 12$$

$$4 \text{ L } \frac{100 \times 100}{15}$$

$$2 \text{ planchas } 200 \times 11$$

su momento de inercia y de resistencia es el siguiente :

$$\text{Momento de inercia} \left\{ \begin{array}{rl} \text{Alma } 500 \times 12 & = 12500^{cm4} \\ 4 \text{ L } \frac{100 \times 100}{15} & = 54500 \\ 2 \text{ planchas } 200 \times 11 & = \underline{28800} \\ I & = 95800^{cm4} \end{array} \right.$$

$$W = 3684^{cm3}$$

que tiene un exceso conveniente de resistencia.

Piezas de puente centrales

Debajo de estas vigas, en número de tres, se apoya la corona, y el momento resistente que debe tener cada una de ellas para resistir la parte de peso que descansa sobre la corona es

$$\frac{\mu}{R} = 10400^{cm3}$$

Se ha elegido una sección compuesta de

$$\text{Momento de inercia} \left\{ \begin{array}{rl} \text{Alma de } 800 \times 10 & = 0^{m4}000427 \\ 4 \text{ L } \frac{100 \times 100}{15} & = 0 \quad 001526 \\ 4 \text{ planchas } 300 \times 13 & = \underline{0 \quad 002376} \\ I & = 0^{m4}004329 \end{array} \right.$$

$$\frac{I}{V} = 10822^{cm3}$$

lo que da un exceso conveniente de resistencia.

Remaches

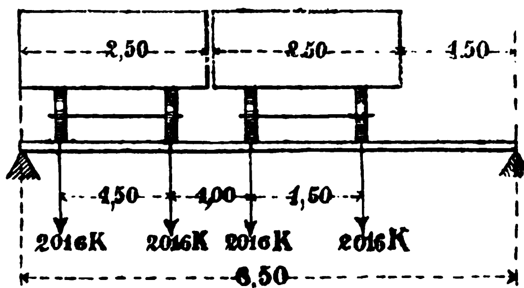
La remachadura debe resistir al esfuerzo de corte en el apoyo (ante-brazo).

Llamándolo T_0 para la carga permanente tengo

$$T_0 = \frac{pl}{2} = \frac{504 \times 6{,}5}{2} = 1638 \text{ kilóg.}$$

El esfuerzo de corte para la carga móvil en la posición más desfavorable, que es la que se indica en la figura 2, será

Fig. 2



llamándolo T_1

$$T_1 = \frac{P_1(l - d_1) + P_2(l - d_2) + P_3(l - d_3) + P_4(l - d_4)}{l}$$

y sustituyendo sus valores se tiene

$$T_1 = \frac{2016\,(6 + 4{,}5 + 3{,}5 + 2)}{6{,}5} = 4962 \text{ kilóg.}$$

Aplicando ahora la fórmula de Winkler

$$F_r = \frac{T_0}{\rho_0'} + \frac{T_1}{\rho_1'}$$

en que F_r representa la sección de los remaches;

T_0 y T_1 los esfuerzos de corte debidos á la carga permanente y móvil, y

$$\rho_0' = \frac{4}{5}\rho_0 = 1440 \text{ kilóg. por cent.}^2$$

$$\rho_1' = \frac{4}{5}\rho_1 = 480 \text{ kilóg. por cent.}^2$$

Sustituyendo estos valores se tiene

$$F_r = \frac{1638}{1440} + \frac{4962}{480} = 11{,}4^{cm^2}$$

y el número de remaches será

$$N = \frac{11{,}4}{5{,}7} = 2.$$

He adoptado seis remaches dobles.

Cola. — Para las piezas de puente de la cola al esfuerzo de corte anterior, habrá que agregar el producido por el contrapeso que llamándolo T_0' será

$$T_0' = \frac{pl}{2} = \frac{8100 \times 6{,}5}{2} = 26325 \text{ kilóg.}$$

$$F_r = 18{,}4 + 13{,}8 = 32{,}2^{cm^2}$$

y

$$N = \frac{32{,}2}{5{,}6} = 5{,}6 \text{ remaches simples.}$$

He adoptado seis remaches dobles.

Remachadura del alma á los hierros ángulos

La unión del alma con los hierros ángulos para las piezas de puente de la cola, se hace por una fila de remaches dobles que, llamando n su número por metro lineal, se tendrá aplicando la misma fórmula que para las vigas principales

$$n = \frac{0{,}637 \text{ máx } T}{H_f\, d^2\, R_s}$$

en que

$$\frac{\text{máx T}}{R_s} = \frac{T_0}{\rho_0'} + \frac{T_1}{\rho_1'} = 32^{cm^2}2 = 0^{m^2}00322$$

de donde

$$n = 5{,}8$$

He tomado seis remaches dobles por metro lineal y el mismo número de remaches para unir las planchas con los L.

Para la remachadura de las piezas de puente del ante-brazo he adoptado el mismo número de remaches que para las de la cola, es decir, seis por metro lineal, aunque haciendo el mismo cálculo que he hecho para las piezas de puente de la cola, he obtenido $n = 3$ remaches por metro lineal.

Veredas. — Las veredas son exteriores y de un metro de ancho como indica el programa, estando sostenidas por medio de consolas.

El piso está formado por tablones colocados perpendicularmente al eje del puente, con una pequeña inclinación para el escurrimiento de las aguas.

Para el cálculo de la vigueta de madera se ha admitido una sobrecarga de 450 kilógramos por metro cuadrado.

El momento de flexión será por consiguiente, llamándolo M :

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{450 \times 2{,}5^2}{8} = 351{,}56 \text{ kigm.}$$

ó sea

$$\text{máx } M = 35156 \text{ kilogracentímetros.}$$

La vigueta debe resistir la mitad de este momento de flexión, es decir

$$\frac{1}{2} M = 17578 \text{ kilogracentímetros}$$

y siendo $R = 60$ kilógramos por centímetro cuadrado, se tiene

$$\frac{M'}{R} = \frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = 293$$

tomando para el ancho de las viguetas, $b = 12$ centímetros, se deduce la altura h

$$h = \sqrt{146,5}$$

He adoptado una sección de $12^{cm} \times 13^{cm}$.

En cuanto á los tablones se han tomado de $16^{cm} \times 6^{cm}$ que da un exceso conveniente de resistencia para presentar la rigidez debida en las veredas.

Consolas. — Para el cálculo de éstas he admitido un peso permanente comprendido el piso, parapeto, etc., de 130 kilógramos por metro cuadrado (1).

La carga móvil, de 450 kilógramos por metro cuadrado.

El peso soportado por una consola, llamándolo P será

$$P = 450 + 130 \times 2^{m}5 \times 1^{m} = 1450 \text{ kilóg.}$$

$$\frac{P}{2} = 725 \text{ kilóg.}$$

Esta fuerza la descompongo como se vé en el plano número 3, en una horizontal y en otra inclinada, paralelas á las direcciones de las barras.

Y he obtenido los siguientes resultados :

Para la horizontal 2875 kilógramos ;

Para la inclinada 2990 kilógramos.

Como la barra inclinada está sujeta á compresión, será necesario verificarla á la flexión por la fórmula conocida

$$\frac{Fl^2}{a} \overline{\lessgtr} \text{I}.$$

Para este caso

$$\frac{Fl^2}{a} = \frac{4,3 \times 10484}{4400} = 10,2$$

He elegido para esta barra una sección T de $70 \times 70 \times 8$ y para la cual se tiene

$$\text{I} = 22,6 > 10,2$$

(1) Chicchi, *Costruzione dei ponti metallici*, página 323.

Esta barra está acodada en el extremo y remachada con el hierro U sobre el que se apoyan los tablones.

La barra horizontal está sujeta á tensión y á flexión.

Se ha adoptado una sección T de $100 \times 100 \times 11$.

El coeficiente de trabajo R′ á tracción será

$$R' = \frac{2875 \text{ kilóg.}}{21,5} = 133 \text{ kilóg. por cent.}^2$$

Y el para flexión R″ será

$$R'' = \frac{V\mu}{I} = \frac{18100}{36,1} = 501 \text{ kilóg. por cent.}^2$$

pues el momento de flexión que tiene que soportar es

$$\mu = \frac{Pl^2}{8} = 18100$$

y el momento resistente

$$\frac{I}{V} = 36^{\text{cm}3}1$$

El coeficiente de trabajo total será

$$R = R' + R'' = 501 + 133 = 634 \text{ kilóg. por cent.}^2$$

que se encuentra en buenas condiciones, pues en el valor de P están comprendidas la carga permanente y móvil, luego el coeficiente ρ será mayor que el que corresponde á la carga móvil únicamente.

Para el cálculo del hierro U, sabiendo que éste debe resistir á la mitad del momento de flexión total, se tendrá

$$\mu' = \frac{1}{2}\mu = 17578 \text{ kilogracentímetros}$$

Para este hierro se tiene

$$\frac{I}{V} = \frac{\mu'}{R} = 29^{\text{cm}3}2$$

Cola

Barras	Tensiones	Secciones	Coeficiente de trabajo	Valores de P
	Toneladas	Cent. cuadr.	Kilóg. por milím. cuadr.	Metros
0' 1'	338.1	442.5	7.6	0.00173
1' 2'	218.7	382.5	5.7	0.00129
2' 3'	139.9	262.5	5.3	0.00120
3' 4'	56.2	202.5	2.7	0.00061
4' 5'	14.4	142.5	1.0	0.00023
5' 6'	0.92	142.5	0.6	0.00015

Los coeficientes de trabajo obtenidos para las secciones primitivas de las platabandas, eran mayores que los que figuran en la tabla, pero he tenido que aumentar las secciones de éstas y por tanto disminuir su coeficiente de trabajo, porque resultaba en el extremo una flecha demasiado grande que no sería conveniente para la buena disposición de los apoyos.

Con estos valores de P he construido el polígono de alargamientos que se ve en el plano número 3, llevando éstos en el orden y sentido correspondiente, en este caso de abajo hacia arriba, principiando por las P de la izquierda.

He construido en seguida las distancias polares variables a que representan la altura media entre cada dos montantes.

La escala de las P es diez veces mayor y las distancias polares de $0^{m}1$ por metro, de modo que las deformaciones resultarán en escala natural.

La escala del dibujo es de $0^{m}01$ por metro.

Por medio de este polígono de alargamientos, de distancias polares variables, he construido el funicular correspondiente, que me ha dado las deformaciones producidas por las platabandas, contadas desde la recta que pasa por el punto de intersección del último lado con la vertical y el lado central con la vertical también.

En seguida he procedido á construir las deformaciones producidas por las diagonales, que son mucho menores que las anteriores.

Estas son dadas para una deformación parcial por la fórmula

$$\frac{ra}{E \cos \alpha \operatorname{sen} \alpha}$$

y para una deformación total en un cierto punto T, por ejemplo, siendo α el ángulo de la horizontal con la diagonal será

$$\frac{a}{\mathrm{E}\cos\alpha\,\mathrm{sen}\,\alpha}\left[\Sigma_0^{\mathrm{T}} r - \frac{\mathrm{OT}}{00_1}\Sigma_0^{01} r\right]$$

Conociendo las secciones y tensiones, he encontrado los coeficientes de trabajo r y he calculado para cada espacio entre dos montantes el valor de

$$\frac{ar}{\mathrm{E}\cos\alpha\,\mathrm{sen}\,\alpha}$$

encontrando para estas expresiones los valores que se expresan en la tabla siguiente:

Ante-brazo

Barras	Tensiones	Secciones	Coeficiente de trabajo	$\frac{ra}{\mathrm{E}\cos\alpha\,\mathrm{sen}\,\alpha}$
	Toneladas	Cent. cuadr.	Kilógr. por milím. cuadr.	Metros
0 1	52.47	50.40	10.4	0.0023
1 2	48.35	46.86	10.3	0.0023
2 3	43.94	43.42	10.1	0.0023
3 4	39.85	40.32	9.8	0.0022
4 5	35.09	35.60	9.8	0.0022
5 6	31.82	34.00	9.4	0.0021
6 7	27.54	29.14	9.4	0.0021
7 8	23.55	32.00	7.3	0.0016
8 9	18.76	32.00	5.9	0.0013
9 10	13.68	32.00	4.2	0.0009
10 11	9.05	37.18	2.5	0.0007

Cola

0′ 1′	105.64	103.6	10.2	0.0023
1′ 2′	86.74	80.7	10.7	0.0024
2′ 3′	67.78	67.5	10.0	0.0022
3′ 4′	48.98	45.12	10.9	0.0024
4′ 5′	39.47	36.2	10.9	0.0024

Estos valores, como se véen la figura, los he llevado en su orden, unos á continuación de otros teniendo en cuenta su sentido, puesto que son desplazamientos paralelos sin rotación, y los he proyectado

sobre las verticales correspondientes, cuyos puntos unidos dan las deformaciones producidas por las diagonales.

Para tener las deformaciones totales, bastará sumar algebraicamente las ordenadas correspondientes á las dos deformaciones parciales.

Esto es lo que se ha hecho en el plano, obteniéndose una flecha en el extremo libre de

$$0^m177$$

y uniendo el extremo libre con el de la cola, esta recta corta la vertical que pasa por el perno, dando una magnitud que sería la cantidad mínima que debería levantarse el perno, en caso de ser móvil, para poder cerrar el puente.

MECANISMO MOTOR Y DE ROTACIÓN

El mecanismo motor, ha sido dispuesto de modo que el movimiento se haga por medio de un guinche á mano, como exige el programa.

En el aparato de rotación he empleado las ruedas de fricción, en lugar de las dentadas que se emplean generalmente.

Este sistema aplicado con éxito por el ingeniero Cottran, en el puente construido para el arsenal de Marina de Taranto, me ha parecido ventajoso, pues como se verá, aumenta el brazo de palanca de la potencia sin aumentar el de la resistencia.

No entraré á hacer la descripción del aparato de rotación, por encontrarse claro en el plano número 5, pasando directamente al cálculo.

El peso de que me he servido, es para obtener mayor exactitud el peso real deducido del cómputo métrico.

Fuerza necesaria para hacer girar el puente

Para calcular la fuerza necesaria para hacer girar el puente, puedo servirme del coeficiente de frotamiento de rodamiento que

para esta clase de puentes puede avaluarse en 0,002 (1), el cual se duplica para tener en cuenta el frotamiento de los engranajes.

Pero de las experiencias hechas al efecto por Shaler Smith (2), en muchos puentes americanos de esta naturaleza, descansando completamente sobre una corona de rodillos, resulta, que la resistencia referida al eje de la corona es en media 0,007 del peso total, aumentándose como es natural en los casos desfavorables, como ser humedad, etc.

De estas experiencias me he servido para el presente caso.

La fuerza necesaria se ha calculado para las condiciones normales disponiendo el aparato para poder aumentar el número de hombres en caso necesario.

El peso total de la parte móvil del puente es de 353 toneladas, luego la resistencia será

$$0,007 \times 353 = 2^{t}471$$

y el esfuerzo que habria que hacer, en el punto donde están las ruedas motrices, será de

$$\frac{2471 \text{ kilóg.}}{9.3} = 266 \text{ kilóg.}$$

El punto de aplicación de la fuerza producida por el hombre, suponiendo que está á un metro del eje (siendo las palancas de $1^{m}50$ de longitud) y siendo el radio de la rueda de 35 cent., la fuerza á ejercer será $\frac{100}{35} = 2,9$ veces menor, y como los números de dientes de las últimas ruedas, es decir, la horizontal que engrana con las dos verticales están en la relación

$$\frac{36}{33} = 1,09$$

entonces la fuerza á trasmitir será $2,9 \times 1,09 = 3,16$ veces menor, es decir,

$$\frac{266 \text{ kilóg.}}{3.16} = 84^{k}2$$

(1) *Ponts tournants*, par JULES GAUDARD, página 7.
(2) *Transactions of the American Society of Civ. Eng.*, 1875, pág. 395.

Sustituyendo los valores en la fórmula, se tiene

$$n = \frac{353000}{29 \times 40 \times 20} = 15.2$$

Se ha adoptado 16 rodillos.

El desarrollo de la corona es de 9^m99 lo que da un espacio suficiente para la colocación de este número de rodillos.

Ancho de la corona

El ancho de la corona ha sido determinado de modo que la presión que transmita á la mampostería sobre la que descansa, no pase del coeficiente límite admisible para ésta.

Llamando el radio exterior $R = 1^m735$ y R_1 el radio interior $= 1^m345$, el ancho de la corona será

$$R - R_1 = \frac{A + B + C}{\pi p \, (R + R_1)}$$ [1]

y sustituyendo sus valores se tiene

$$R - R_1 = \frac{360000}{11 \times 3.14 \times 309} = 33^{cm}7$$

Se ha tomado un ancho de 45 centímetros.

p es el coeficiente de trabajo para el hormigón, que he tomado 11 kilog. por cent.^{2}

Ruedas laterales

Estas ruedas no soportan en las condiciones normales ninguna presión, solamente en caso de viento, y deben estar dispuestas de un modo especial para permitir levantarlas ó bajarlas de una pequeña cantidad.

(1) GRUGNOLA, *Ponti girevoli*, página 172.

puente será de

$$\frac{46.47}{31} = 1^m449$$

ó sea en números redondos 1 minuto 30 segundos como exige el programa.

Número de rodillos de la corona

Para el cálculo de éstos, supondré para mayor seguridad, que todo el peso del puente descansa sobre la corona de rodillos.

Las dimensiones de éstos son: 29 centímetros de ancho y 40 centímetros de diámetro en su sección media.

Al elegir estas dimensiones se ha tratado de no tomar un diámetro demasiado grande, pues se aumentaba la altura de la construcción y aumentando el ancho se aumenta la adherencia.

El radio medio de la corona es de 1^m59.

El número de rodillos se determina por la fórmula

$$n = \frac{A + B}{pd\delta} \quad (1)$$

en que $A + B$ representa el peso soportado por los rodillos que es de 353 toneladas;

p la presión unitaria límite;

d el diámetro que es de 40 centímetros;

δ el ancho que es de 29 centímetros.

En cuanto á la presión límite, según las experiencias hechas por la «Baltimore Bridge Company», se ha deducido $p = 7^k8$ por cada centímetro de diámetro y centímetro de línea de contacto para fundición.

En el caso presente, para el acero, se ha tomado $p = 25$ kilógramos por centímetro de diámetro y centímetro de contacto, que es un coeficiente menor que el que se ha adoptado en otros puentes como el de Taranto, en que los rodillos soportan una presión de 50 á 60 kilógramos por centímetro de diámetro y centímetro de contacto.

(1) CRUGNOLA, *Ponti girevoli*, página 172.

Sustituyendo los valores en la fórmula, se tiene

$$n = \frac{353000}{29 \times 40 \times 20} = 15.2$$

Se ha adoptado 16 rodillos.

El desarrollo de la corona es de $9^{m}99$ lo que da un espacio suficiente para la colocación de este número de rodillos.

Ancho de la corona

El ancho de la corona ha sido determinado de modo que la presión que transmita á la mampostería sobre la que descansa, no pase del coeficiente límite admisible para ésta.

Llamando el radio exterior $R = 1^{m}735$ y R_1 el radio interior $= 1^{m}345$, el ancho de la corona será

$$R - R_1 = \frac{A + B + C}{\pi p (R + R_1)} \text{ (1)}$$

y sustituyendo sus valores se tiene

$$R - R_1 = \frac{360000}{11 \times 3.14 \times 309} = 33^{cm}7$$

Se ha tomado un ancho de 45 centímetros.

p es el coeficiente de trabajo para el hormigón, que he tomado 11 kilog. por cent.[2]

Ruedas laterales

Estas ruedas no soportan en las condiciones normales ninguna presión, solamente en caso de viento, y deben estar dispuestas de un modo especial para permitir levantarlas ó bajarlas de una pequeña cantidad.

(1) GRUGNOLA, *Ponti girevoli*, página 172.

La presión total ejercida por el viento es de

$$90 \times 200 = 18.000 \text{ kilógramos}$$

considerando una presión de 200 kilógramos por metro cuadrado de superficie expuesta al viento.

La resultante de esta presión, como se ve en el plano número 3, actúa á una altura de $1^{m}30$, produciendo por tanto una compresión de

$$P = \frac{18000 \text{ kilóg.} \times 130 \text{ cm.}}{325 \text{ cm.}} = 7200 \text{ kilóg.}$$

en que $R = 325$ centímetros es el radio del riel en que ruedan éstas.

Admitiendo el mismo coeficiente de trabajo que para los rodillos, se tendrá una dimensión para las ruedas, de 40 centímetros de diámetro por 9 de ancho.

La presión ejercida produce un momento de resistencia

$$M = PR \frac{\mu r + \varphi}{r_1} \text{ (1)}$$

despreciando el segundo término de la fórmula que corresponde al peso propio, por ser pequeño.

Siendo en esta fórmula:

radio del eje $r = 3^{cm}5$

radio de la rueda $r_1 = 20^{cm.}$

el coeficiente de frotamiento de resbalamiento $\mu = 0,13$ para hierro.

El coeficiente de rodamiento $\varphi = 0,05$ por centímetro. Sustituyendo estos valores, en la fórmula se tiene

$$M = 7200 \times 325 \; \frac{0.13 \times 3.5 + 0.05}{20} = 59085 \text{ kilóg. cm.}$$

de modo que el aumento de resistencia producido por estas ruedas en caso de viento, será

$$Q = \frac{M}{325} = 181 \text{ kilóg.}$$

(1) Ed. Heusinger v. Waldegg. *Manual del ingeniero*, página 546.

Ruedas de fricción

Para que estas ruedas motoras no resbalen, es necesario que sean comprimidas sobre el riel por una fuerza

$$Q = \frac{M}{f} (1)$$

en que Q es la fuerza normal; N la fuerza tangencial; f el coeficiente de frotamiento, comprendido para este caso entre 0,30 y 0,10.

Se ha tomado el valor inferior para el caso más desfavorable, como ser cuando hay humedad, etc.

Sustituyendo estos valores en la fórmula, se tiene:

$$Q = \frac{266}{0.10} = 2660 \text{ kilóg.}$$

que será el peso mínimo que debe hacerse descansar sobre estas ruedas. Como se verá más adelante, el peso que soportan es mucho mayor que este limite.

Cálculo del eje

El eje en que están colocadas las ruedas motrices, trabaja únicamente á la torsión, y el momento á que está sujeto es

$$\mu = 94 \text{ kilográmetros.}$$

La fórmula de la torsión es:

$$\mu = \frac{RJ}{V}$$

en que R es el coeficiente de resistencia, que es de 6 kilógramos por milímetro cuadrado, para fierro.

(1) Reuleaux, *Le constructeur*, página 554.

El momento de inercia polar $J = \frac{\pi d^4}{32}$

V, distancia de la fibra de mayor trabajo.

Sustituyendo los valores en la fórmula, y despejando *d*, diámetro del eje, se tiene

$$d = \sqrt[3]{\frac{16\ RP}{\pi S}} = 0.95\ \sqrt[3]{94000} = 43^{mm}2$$

pero como además es necesario que el ángulo de torsión no pase de un cierto límite (Reuleaux aconseja que el ángulo de torsión no pase de 1/4 de grado por metro corriente de eje) en cuyo caso calcularé á *d* por la fórmula

$$d \text{ milím.} = 4.13\ \sqrt{PR} = 72^{mm}3$$

Se ha adoptado el diámetro $d = 0^m084$ siendo el material el hierro.

El eje que trasmite el movimiento á los tornillos de levantamiento del extremo libre, irá unido por juntas cardánicas para permitir una cierta flexión sin impedir la rotación.

APARATO DE LEVANTAMIENTO DE LOS EXTREMOS

Descripción

El levantamiento de los extremos del puente, una vez cerrado, se produce por medio de dos tornillos que se colocan en cada extremo, debajo de las vigas principales.

Las ruedas dentadas están unidas á una pieza adicional que sirve de tuerca, y que girando comprime un anillo de acero y obliga al tornillo á salir, pues éste no puede girar por tener su parte superior cuadrada.

Estas ruedas dentadas horizontales engranan con otras verticales, cuyos ejes horizontales están colocados paralelamente á la pieza de puente y debajo de ella. Debajo del medio de la pieza de puente, y en los extremos de los ejes anteriores están colocadas otras dos ruedas dentadas que engranan con una tercera vertical también, y

cuyo eje corre longitudinalmente al puente hasta otro eje vertical situado en el extremo de la cola, el que le trasmite el movimiento por medio de otras ruedas dentadas. Los tornillos de atrás están dispuestos del mismo modo.

El mecanismo que se emplea para el levantamiento de los extremos, es el mismo que para la rotación por medio de una disposición que se ve en el plano número 5, y que permite que el eje vertical gire con la rueda superior, quedando libre la inferior, en cuyo caso gira el puente hasta cerrarse haciendo en seguida que el eje gire con la rueda inferior, quedando libre la superior, en cuyo caso se levantan simultáneamente los dos extremos.

Límite superior del levantamiento del extremo libre

Cuando el puente está abierto se produce una flexión, cuya flecha se ha determinado, y es de 0^m177, de modo que para que éste pueda cerrarse, el apoyo extremo debe encontrarse debajo del horizontal, por lo menos de esta cantidad.

Una vez cerrado el puente, se elevará el extremo por medio del mecanismo descripto, de una cierta cantidad, la que no debe ser tan grande como para producir, cuando el puente está descargado y cerrado, una reacción negativa en el apoyo intermedio, es decir, un levantamiento en éste.

Esta condición establece, por tanto, un límite superior de levantamiento, que se va á determinar.

Llamando A_2 la reacción en el apoyo intermedio, deberá tenerse, por consiguiente:

$$A_2 \gtreqless 0$$

La reacción A_2 está dada por la fórmula

$$A_2 = \frac{-\gamma + \frac{1}{4}(q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3)}{2 l_1 l_2} + \frac{1}{2}(q_1 l_1 + q_2 l_2) \text{ (1)}$$

en que

$$\gamma = 6EJ\left(\frac{S_1 - S_2}{l_1} + \frac{S_3 - S_2}{l_2}\right)$$

(1) HEUSINGER VON WALDEGG, *Manual del ingeniero*, página 154 (edición alemana).

Para el caso presente se tiene los valores siguientes:

$$l_1 = 15^m \qquad l_2 = 30^m$$

$$q_1 = 8^t154 \qquad q_2 = 1^t789$$

Los valores de E y J son los mismos que en los casos anteriores.

Sustituyendo estos valores en la fórmula, se tiene:

$$A_2 = \frac{-\gamma}{900} + \frac{8154 \times 3375 + 1789 \times 27000}{8 \times 15 \times 30}$$

$$+ \frac{1}{2}(8154 \times 15 + 1789 \times 30) \gtreqless 0$$

$$A_2 = \frac{-\gamma}{900} + 21061.9 + 87990.0 \gtreqless 0.$$

Sustituyendo el valor de γ y suponiendo $S_1 - S_2 = 0$ por ser muy pequeño el levantamiento del otro extremo, se tiene:

$$S_3 - S_2 \lesseqgtr \frac{2944401300}{7260000000}$$

$$S_3 - S_2 \lesseqgtr 0^m40$$

Este límite, como se ve, es muy elevado y casi nunca será sobrepasado. Hay otro límite superior que es, por lo general, inferior al anterior, y por tanto es que conviene tener en cuenta.

Este es aquél para el cual el puente cerrado y cargado completamente da un momento nulo en el apoyo central, es decir, para el que se tiene $M_2 = 0$.

Pero

$$M_2 = \frac{\gamma - \frac{1}{4}(q_1 l_1^3 - \frac{1}{4} q_2 l_2^3)}{2(l_1 + l_2)}$$

y para que M_2 sea igual á 0, deberá tenerse:

$$\gamma = \frac{1}{4}(q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3)$$

q_1 y q_2 son en este caso el peso propio más la sobrecarga, es decir:

$$q_1 = 9^t767 \qquad q_2 = 3^t402$$

Sustituyendo estos valores se tiene:

$$S_3 - S_2 = \frac{(9767 \times 3375 + 3402 \times 27000)\ 30}{24 \times 22 \times 10^9 \times 0.055} = 0^m13$$

que será el límite superior de la cantidad que debe elevarse el extremo del antebrazo.

Límite inferior

El límite inferior de que debe levantarse el extremo libre, se deduce de la condición de que en el tercer apoyo la reacción no pueda ser negativa, ni aún en el caso más desfavorable, que sería cuando la cola estuviese cargada, y descargado el ante-brazo, es decir, que no se pueda producir un levantamiento en dicho extremo, en cuyo caso deberá tenerse:

$$A_3 \gtreqqless 0$$

pero

$$A_3 = \frac{\gamma - \frac{1}{4}(q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3)}{2 l_2 (l_1 + l_2)} + \frac{1}{2} q_2 l_2$$

y para que esto sea mayor que 0, deberá tenerse:

$$\gamma \gtreqqless \frac{1}{4}(q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3) - q_2 l_2 (l_1 + l_2)$$

en que $q_1 = 9^t767$ $q_2 = 1^t789$

Sustituyendo estos valores en la fórmula, se tiene

$$\gamma \gtreqqless \frac{1}{4}\left[(9767 \times 3375 + 1789 \times 27000) - (1789 \times 900 \times 45 \times 4)\right]$$

de donde se deduce que

$$S_2 - S_3 \gtreqqless 0^m0071$$

que será la cantidad mínima de que deberá levantarse el extremo, para satisfacer la condición enunciada.

Cálculo de los tornillos de levantamiento

La reacción sobre el tercer apoyo está dada por la fórmula

$$A_3 = \frac{\gamma - \frac{1}{4}(q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3)}{2 l_2 (l_1 + l_2)} + \frac{1}{2} q_2 l_2$$

considerando el puente descargado, se tiene:

$$q_1 = 8'154 \qquad q_2 = 1'789$$

y sustituyendo estos valores, se tiene:

$$A_3 = \frac{\gamma - \frac{1}{4}(8154 \times 3375 + 1789 \times 27000)}{2 \times 30 \times 45} + \frac{1}{2} 1789 \times 30$$

Suponiendo que $S_1 - S_2 = 0$, por ser pequeño, se tiene:

$$\gamma = 16940000$$

de donde resulta:

$$A_3 = 26.104 \text{ kilóg.}$$

se comprende que esta reacción corresponde á una sola viga, pues los pesos q_1 y q_2 son por cada viga.

La reacción A_3 para puente cargado se determinará por la misma fórmula, en la que:

$$q_1 = 9'767 \qquad q_2 = 3'402$$

de donde resulta, sustituyendo estos valores en la fórmula anterior:

$$A_3 = \frac{\gamma - \frac{1}{4}(9767 \times 3375 + 3402 \times 27000)}{2 \times 45 \times 30} + \frac{1}{2} 3402 \times 30$$

$$A_3 = 47747 \text{ kilóg.}$$

Este peso debe soportar cada tornillo.

El diámetro del tornillo está dado, según Morin, por la fórmula :

$$d = 0.67 \sqrt{V} \ (1)$$

donde d es el diámetro en milímetros, y V el peso que tiene que soportar en kilógramos.

Sustituyendo los valores, se tiene:

$$d = 0.67 \sqrt{47747} = 146 \text{ milím.}$$

según Reuleaux, se tiene la fórmula:

$$d \text{ milím.} = 0.46 \sqrt{V} \ (2)$$

ó sea

$$d \text{ milím.} = 0.46 \sqrt{47747} = 101 \text{ milím.}$$

Se aconseja tomar la media de los valores dados por estas fórmulas, lo que da para d el valor

$$d = 124 \text{ milímetros}$$

En el presente caso, como el material empleado es el acero, y las fórmulas son dadas para hierro, será necesario reducir las dimensiones en la proporción 0,7 : 1, lo que da:

$$d = 86{,}8 \text{ milímetros}$$

He adoptado para d el valor

$$d = 92 \text{ milímetros}$$

El paso del tornillo debe tomarse de

$$\frac{d}{4} = 23 \text{ milím.}$$

El ancho del filete, de

$$\frac{d}{8} = 11^{mm}5$$

(1) CRUGNOLA, *Ponti girevoli*, página 170.
(2) CRUGNOLA, *Ponti girevoli*, página 170.

Trabajo necesario para elevar los extremos

Para conocer el trabajo necesario para efectuar la elevación del ante-brazo de la cantidad de 10 centímetros, debe tenerse presente lo siguiente:

En el instante de principiar la operación, la reacción es igual á 0, y va aumentando hasta hacerse igual al valor de la reacción para puente descargado cuando se ha elevado de una cantidad igual á la flecha.

Se puede, por tanto, suponer que el trabajo necesario para efectuar la operación, es el mismo que se necesitaría para elevar á la altura $\delta = y = 10$ centímetros el peso $\frac{A_3}{2}$ en que A_3 representa la reacción para puente descargado. Como el A_3 calculado es la mitad del verdadero, puesto que es para una sola viga, se tendrá:

$$\frac{A_3}{2} = 26104 \text{ kilóg.}$$

La fórmula que da el trabajo necesario, es:

$$T = \int_0^{\delta} \frac{PR}{nr}\, dy = \frac{Ry_1 D_1}{2n\,(R - \mu' r')} \left(\frac{n + \mu}{1 - \mu\,(2n + \mu)} + \frac{\mu' r''}{r} \right) \; (1)$$

en la que:

T es el trabajo buscado;
$y = \delta = 10$ centímetros, la altura á levantar;
$R = 16$ centímetros, el radio de la rueda;
$r = 5{,}2$ centímetros, el radio medio del tornillo;
$r' = 8{,}6$ centímetros, el radio de la pieza unida á la rueda;
$r'' = 7{,}2$ centímetros, el radio medio de la superficie de base circular con la que la pieza anterior comprime el anillo de acero;
μ el coeficiente de adherencia del tornillo;
μ' el coeficiente análogo para la pieza antedicha;

(1) HEUSINGER VON WALDEGG, *Manual del ingeniero*, página 120 (edición alemana).

n, el ángulo de inclinación del filete que es de 0.0699. Este ángulo está dado por la fórmula:

$$n = 0.15915 \frac{d}{r} \text{ (1)}$$

en que d es el paso del tornillo, y
r su radio.

Sustituyendo estos valores en la fórmula anterior, se tiene:

$$T = \frac{16 \times 10V}{2 \times 0.0699\,(16 - 0.08 \times 8.6)} \left(\frac{0.0699 + 0.1}{1 - 0.1\,(2 \times 0.0699 + 0.1)} + \frac{0.08 \times 7.2}{5.2} \right)$$

$T = 21.22V$ kilóg. centím.

siendo en este caso

$$V = 26.104 \text{ kilógramos}$$

se tendrá expresando T en kilográmetros:

$$T = 5539$$

que será el trabajo buscado.

Para levantar la cola de una cantidad cinco veces menor, es decir, 2 centímetros, el trabajo necesario, aproximadamente, será:

$$T' = 1108 \text{ kilográmetros}$$

luego el trabajo total será:

$$T + T' = 6647 \text{ kilográmetros}$$

Tiempo necesario para efectuar el levantamiento

Un hombre trabajando poco tiempo puede hacer $0^{tm}9$ por minuto; luego 3 hombres harán en igual tiempo:

$$0^{tm}9 \times 3 = 2^{tm}7$$

(1) Reuleaux. *Le constructeur*, página 660.

Luego, el tiempo necesario para levantar los dos extremos á las alturas indicadas, será empleando el mismo número de hombres que para hacer girar el puente, es decir, tres.

$$\frac{6647}{2700} = 2^m27^s$$

El tiempo necesario para bajar los extremos, debe ser como se comprende, menor que el anterior, pues el peso actúa en sentido de ayudar el movimiento.

El tiempo total necesario para girar y levantar los extremos del puente, será:

$$1^m30^s + 2^m27^s = 3^m57^s$$

El número de vueltas que debe dar el tornillo del ante-brazo para levantar el extremo de 10 centímetros, será de

$$\frac{100}{23} = 4.4 \text{ vueltas}$$

puesto que por cada vuelta lo levanta de una cantidad igual á su paso, es decir, de 23 milímetros.

Ahora el número de dientes de las ruedas que están unidas al tornillo y de la que engrana con ella están en la relación

$$\frac{96}{44} = \frac{24}{11}$$

siendo de 24 dientes la horizontal y de 11 la vertical, y las otras ruedas teniendo igual número de dientes, de modo que el eje vertical donde se ejerce la fuerza dará 9,6 vueltas, mientras el tornillo da 4,4 vueltas, cuyo número 9,6 (de vueltas) puede ser hecho por los hombres que trabajan en el tiempo y con la velocidad indicados.

En cuanto á las ruedas de los tornillos de la cola, siendo éstos de igual paso que los anteriores, el número de vueltas que deberán dar para elevarse 2 centímetros será

$$\frac{20}{23} = 0,87 \text{ vueltas}$$

ó tomando en números redondos 1 vuelta; de modo que el número

de dientes de estas ruedas, deben estar en dicha relación de

$$\frac{96}{10}=\frac{48}{5}$$

esto es necesario por la disposición del aparato de rotación, pues los dos extremos deben levantarse simultáneamente, dando 9,6 vueltas el aparato de rotación.

Planchas de apoyo de los tornillos.

Estas planchas descansan sobre una base de piedra, y se les ha dado las dimensiones de 50 centímetros $\times$ 60 centímetros.

La presión que trasmiten á la piedra será

$$\frac{47747}{3000}=15{,}9 \text{ kilógramos por centímetro cuadrado}$$

presión que es admisible.

CÁLCULO DE LOS ESTRIBOS

Los estribos han sido calculados por el método gráfico (plano nº 4), considerando :

1º El empuje de la tierra.

Tratándose de tierra arcillosa, se ha tomado la inclinación natural, ó sea $\varphi = 34°$ como media.

Se ha supuesto también, como se hace generalmente, que la resistencia de frotamiento en la pared interna del muro, actúa en dirección opuesta al resbalamiento de la tierra, es decir

$$\varphi = \varphi_1 = 34°.$$

Para calcular el empuje de la tierra, se ha seguido el método gráfico (1), admitiéndose una sobrecarga sobre el terraplen de 400

(1) Ed. Huesinger von Waldegg, *Manual del ingeniero*, pág. 8.

kilógramos por metro cuadrado, lo que equivale á una altura de tierra de

$$\frac{400}{1600} = 0^{m}25.$$

Se ha construido, como se ve en el plano, el triángulo representativo del empuje de la tierra, reduciéndola á una altura igual á la dèl muro.

2° Presión del agua.

Se ha considerado también la presión ejercida por el agua en el caso más defavorable, es decir en aguas bajas, construyendo la superficie representativa de esta presión, y reduciéndola en la relación

$$\frac{1000}{1600},$$

relación de los pesos de 1 metro cúbico de agua y mampostería.

Se le ha dado al muro un espesor de 2 metros en su parte superior, y una inclinación del paramento exterior de $\frac{1}{12}$.

Se ha considerado en seguida las superficies representativas del peso del muro, de la presión de la tierra y del empuje del agua, divididas en láminas de alturas de 2 metros, construyendo con fuerzas proporcionales á éstas un polígono de fuerzas, y el funicular correspondiente que por su intersección con la línea de separación de las láminas, ha permitido obtener la curva de presión.

Esta curva de presión ha permitido modificar el perfil del muro, en la forma que se indica en la figura, con objeto de presentar la máxima resistencia con la mínima cantidad de material.

Para determinar ahora la escala del polígono de fuerzas se tiene que la lámina 1 representa un peso de

$$2^{m}9 \times 2^{m} \times 1600 \text{ kilóg.} = 6688 \text{ kilóg.}$$

y para representar esta cantidad, se ha tomado en el polígono de fuerzas, una longitud de 21 milímetros, luego se tendrá

$$1 \text{ milímetro} = \frac{6688}{21} = 318^{k}5,$$

que será la escala.

El muro de la izquierda no soporta ninguna parte del peso del puente.

En cuanto al de la derecha, debe soportar la reacción que se produzca cuando el puente esté cerrado y levantado.

Se ha adoptado para éste el mismo perfil que el anterior, determinándose la curva de presión que corresponde al puente cerrado y cargado, por medio del mismo polígono de fuerzas al cual se ha agregado la reacción que se produce en uno de los apoyos de los tornillos.

La resultante de las fuerzas no pasa por el centro de gravedad de la base. La presión normal máxima á que estará sometida la mampostería será dada por la fórmula

$$n_1 = \frac{N}{ab}\left(1 + \frac{6e}{b}\right) \text{(1)}$$

en que $N = 121148$ kilog., es la componente normal de la resultante

$$a = 1 \text{ metro} \qquad b = 4 \text{ metros}$$

os lados del rectángulo base del muro;

$e = 33$ centímetros, la distancia del punto de aplicación de la resultante al centro de gravedad;

n_1 la presión unitaria máxima.

Sustituyendo estos valores en la fórmula, se tiene:

$$n_1 = \frac{121148}{400 \times 100}\left(1 + \frac{6 \times 33}{400}\right) = 4{,}5 \text{ kilóg. por cent.}^2$$

que es una presión inferior al límite admisible para mampostería de ladrillo.

La misma fórmula permite determinar la presión máxima en el segundo muro, para el cual se tiene :

$$a = 1 \text{ metro} \qquad b = 4 \text{ metros} \qquad e = 6 \text{ centímetros}$$

$$N = 66566 \text{ kilóg.},$$

(1) Ed. Heusinger von Waldegg, *Manual del ingeniero*, página 66, edición italiana.

siendo en este caso N la componente normal de la resultante de las fuerzas producidas por el peso del muro, empuje de la tierra y del agua sin la reacción del puente.

Sustituyendo estos valores, se tiene :

$$n_1 = \frac{66566}{400 \times 100}\left(1 + \frac{6 \times 6}{400}\right) = 1{,}81 \text{ kilóg. por centím. cuadrado}$$

que es una presión muy inferior al límite admisible.

La curva de presión satisface en ambos casos á las condiciones exigidas para la estabilidad del muro, que son las siguientes, tomadas del *Manual del ingeniero* de Heusinger von Waldegg, páginas 69 :

1° *La curva di pressione* per qualsiasi punto del muro non debe uscire dal nocciolo centrale della sezione trasversale;

2° *La pressione risultante*, che agisce sopra una sezione trasversale, deve formare colla normale ad essa un angolo minore dell' angulo d' attrito fra muro e muro;

3° *Per nessun punto* del muro la pressione puó superare il valore ammissibile pel materiale di costruzione impiegatovi.

El ángulo de frotamiento varía según la clase de mampostería, pero se puede admitir, para mayor seguridad, su valor mínimo, que es de 22° (1) el cual ha servido para la verificación.

Estando entonces la curva de presión, en ambos casos, en el interior del núcleo central de las secciones transversales, la mampostería estará sometida á esfuerzos de mismo sentido, es decir, compresión en este caso.

Parece á primera vista, que podría haberse disminuido el espesor de los estribos, haciendo trabajar la mampostería á un coeficiente mayor; sin embargo no lo he hecho, pues ciertas fuerzas, como por ejemplo la que produce el choque del agua á la entrada de los buques en el canal, no se las ha tenido en cuenta, y por lo tanto, es necesario darle un aumento prudente de resisteneia que aconseja la experiencia.

En cuanto á la presión que soporta el suelo, considerando el estribo en que apoya el extremo del puente, se tiene que es de

1,7 kilógramos por centímetro cuadrado,

(1) Koechling, *Applications de la statique graphique*, pág. 467.

que dada la naturaleza del terreno, se encuentra en condiciones favorables de resistencia.

Columna de mampostería.

La corona de fundición sobre la que asientan los rodillos, descansa sobre una base circular de hormigón de 2 metros de altura, la cual asienta sobre una columna de mampostería de ladrillos de $0^{m}84$ de espesor, rellenada de hormigón, para la cual se tiene :

$$\text{radio exterior } R = 2^{m}01$$

$$\text{radio interior } R_1 = 1^{m}17$$

luego la superficie φ será

$$\varphi = \pi (R^2 - R_1^2) = 3,14\ (201^2 - 117^2) = 83918 \text{ cent}^2.$$

La presión total á que tiene que resistir, compuesta del peso propio, más el del puente es, en números redondos, 628 toneladas, de modo que el coeficiente á que trabaja la mampostería será de

7,5 kilógramos por centímetro cuadrado.

Siendo el coeficiente admisible para buena mampostería de ladrillos de 7 á 10 kilógramos por centímetro cuadrado, estará en buenas condiciones de resistencia.

La columna podría haber sido rellenada con tierra en su interior, obteniéndose así una economía, pero teniendo en cuenta lo delicado de esta fundación para que la presión se reparta bien sobre la corona de rodillos, he creido conveniente emplear esta disposición.

La columna reposa sobre una fundación de hormigón, cuya profundidad es de 2 metros, asentado sobre terreno resistente (tosca, indicada en el programa), con la disposición que indica el plano.

La presión total que soporta el terreno, compuesta del peso propio de la columna, más el del puente, es de 812 toneladas en números redondos, y la superficie de la fundacción, siendo de 166190

centímetros cuadrados, la presión por centímetro cuadrado que sufre el terreno será de

$$\frac{812000}{166190} = 4{,}9 \text{ kilógramos por centímetro cuadrado.}$$

La tosca pudiendo trabajar de 15 á 50 kilógramos por centímetro cuadrado (1), estará en condiciones favorables de resistencia. La resultante no pasará por el centro de gravedad, de modo que la presión máxima será algo mayor que el valor obtenido.

CÁLCULO DEL CONTRAPESO

Determinado por el cómputo métrico, el peso real de la parte móvil del puente, me he servido de éste para calcular el contrapeso verdadero, empleando las mismas fórmulas que para el contrapeso teórico.

Para el cálculo de las vigas principales, he supuesto para simplificar, que éste estuviese distribuido sobre toda la cola, mientras que en realidad ocupa únicamente una longitud de 12 metros.

El peso por metro lineal del ante-brazo es, según el cómputo métrico :

$$p = 3536{,}6 \text{ kilógramos,}$$

y para la cola

$$p_1 = 4707{,}2 \text{ kilógramos.}$$

La fórmula que me sirvió para calcular el contrapeso teórico, es:

$$\frac{pa^2 - p_1\left(a_1 + \frac{Z}{2}\right)^2}{2} \overset{=}{<} Zza_1$$

y sustituyendo los valores anteriores se tiene

$$\frac{3536{,}6 \times 30^2 - 4707{,}2 \times 15^2}{2} \overset{=}{>} Z \times 12 \times 9;$$

de donde resulta

$$Z \overset{=}{>} 14408^{k}9.$$

(1) Duclout. *Resistencia de materiales.*

Se ha tomado para garantir la estabilidad

$$Z = 14,5 \text{ toneladas por metro líneal.}$$

El contrapeso total será

$$14,5 \times 12 = 174 \text{ toneladas.}$$

Equilibrio del puente durante la rotación.

Como para el cálculo del contrapeso he supuesto que el peso esté distribuido uniformemente sobre toda la viga, lo que no es exacto en realidad; he determinado para mayor exactitud, por el procedimiento gráfico, en un dibujo auxiliar, la distancia de la resultante de las fuerzas del ante-brazo provenientes de su peso propio; como también la de la cola, al perno, encontrando los siguientes resultados :

Para el ante-brazo, distancia de la resultante al perno 12^m34;

Para la cola, distancia de la resultante al perno 8^m60;

El peso total del ante-brazo es de 108^t0141;

El peso de la cola comprendido al contrapeso es de 244^t6073.

Luego el momento M para el ante-brazo, será

$$M = 108,0141 \times 12,34 = 1332,893994 \text{ tonelámetros,}$$

y el momento M_1 para la cola, será

$$M_1 = 244,6073 \times 8,60 = 2103,62278 \text{ tonelámetros,}$$

luego se tendrá un momento preponderante en favor de la estabilidad

$$M_1 - M = 770,729 \text{ tonelámetros}$$

por tanto, en las ruedas posteriores de la cola, descansará un peso de 53,37 toneladas, lo que asegura un exceso de estabilidad conveniente durante la rotación, como también una presión sobre el riel mucho mayor que la necesaria para impedir el resbalamiento de as ruedas motrices, aún en los casos más desfavorables.

Colocación del contrapeso

El contrapeso estará colocado entre las piezas de puente (no lo he indicado en el plano para no complicar el dibujo) de la cola, en una longitud de 2 metros.

La capacidad de este espacio es de

$$12 \times 6,5 \times 0,5 = 39 \text{ metros cúbicos,}$$

luego, por cada metro cúbico de caja, se tendrá un peso de contrapeso útil de

$$\frac{174}{39} = 4,461 \text{ toneladas.}$$

El contrapeso, como se ve, no resulta tan grande como debería ser, porque el ante-brazo se encuentra en parte ya equilibrado por el mayor peso por metro líneal de la cola.

Este contrapeso puede ser hecho de piezas de fundición usadas.

En algunos puentes giratorios, como el de Rochester sobre Medway, el contrapeso se ha disminuido considerablemente, haciendo el pavimento de la cola, más pesado que el del ante-brazo.

Se podría objetar que en el caso presente, el contrapeso sería disminuido, si ocupase una longitud menor á contar del extremo, pues su brazo de palanca sería mayor, pero esta disposición exigiría la construcción de una caja especial para colocarlo, lo cual sería complicado en este caso, y únicamente aceptable si el puente fuese á vía superior, por cuya razón he adoptado esta disposición.

El puente irá también provisto de un aparato para asegurarlo, sobre todo cuando esté abierto, para que no pueda cerrarse por la acción del viento. También se colocarán paragolpes en los extremos para suavizar los choques que se produzcan al abrirlo ó cerrarlo.

PRESUPUESTO

LISTA DE PRECIOS DE APLICACIÓN

Nº de orden	DESIGNACIÓN DEL ELEMENTO	Unidad	Precio $
1	Pino de tea colocado	m³	12.00
2	Madera dura colocada	»	76.00
3	Fundición	t	140.00
4	Hierro ó acero colocado	»	175.00
5	Hormigón hidráulico	m³	24.00
6	Mampostería de piedra labrada	»	25.00
7	Mampostería de piedra granítica en mezcla hidráulica	»	16.00
8	Mampostería de ladrillos	»	16.00
9	Excavación para estribos	»	1.00
10	Formación de terraplén	»	0.30
11	Revestimiento de taludes y piedra	m²	10.00
12	Adoquinado sobre arena	»	7.00

CÓMPUTOS MÉTRICOS

EXCAVACIONES

Nº de orden	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Nº de las partes iguales	DIMENSIONES Largo	Espesor	Altura	Unidad	CANTIDADES Parciales	Totales
1	Para estribos	2	7.00	3.00	11.00	m³	462.00	
2	» fundación de estribos	2	8.00	4.60	2.00	»	147.20	
3	» columna de apoyo	1	12.69 × 7.70			»	97.80	
4	» cimiento para apoyo	1	16.60 × 2.00			»	33.20	
5	» muro de unión	1	1.50	2.25	7.70	»	18.40	
6	» cimiento de muro de unión	1	1.50	2.60	2.00	»	7.80	
7	» basamento de corona	1	37.4 × 2.00			»	74.80	
8	» el sector circular	1	276.98 × 1.60			»	443.20	
9	» excavaciones complementarias						8.00	
								1292.40
10	*Formación de terraplén*	2	25.00	0.20	9.00	»	90.00	90.00

MAMPOSTERÍA DE LADRILLOS

Nº de orden	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Nº de las partes iguales	Largo	Espesor	Altura	Unidad	Parciales	Totales
11	Estribos	2	7.00	3.00	10.00	»	420.00	
12	Columna de apoyo	1	8.39 × 2.75			»	65.10	
13	Muro de unión	1	1.56	2.25	7.70	»	25.90	
14	Apoyo de la cola	1	8.00	2.00	3.00	»	48.00	
15	Cordón	1	77.00	0.50	2.00	»	77.00	
								636.00

HORMIGÓN HIDRÁULICO

Nº de orden	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Nº de las partes iguales	DIMENSIONES Largo	Espesor	Altura	Unidad	CANTIDADES Parciales	Totales
16	Fundación de estribos	2	7.50	4.60	2.00	m³	138.00	
17	Fundación de la columna	1	16.60 × 2.00			»	33.20	
18	Relleno de la columna	1	43.00 × 7.20			»	33.11	
19	Basamento de la columna	1	37.3 × 2.00			»	74.80	
20	Fundación muro de unión	1	1.50	2.25	7.70	»	26.03	
21	Fundación del apoyo de la cola	1	8.00	3.00	1.50	»	36.00	
22	Sector circular	1	276.98 × 0.328			»	90.80	
								431.94

MADERA

Ante-brazo

23	Viguetas de calzada	28	30.20	0.16	0.21	»	38.56	
24	Tablones	189	6.23	0.16	0.06	»	11.30	
25	Viguetas para veredas	2	30.20	0.12	0.13	»	0.96	
26	Tablones	378	1.06	0.16	0.06	»	3.85	

Cola

27	Viguetas de la calzada	38	15.00	0.16	0.22	»	19.38	
28	Tablones	94	6.23	0.16	0.06	»	5.62	
29	Viguetas para veredas	2	15.00	0.12	0.13	»	0.48	
30	Tablones	188	1.06	0.16	0.06	»	1.91	
								82.06

ACERO

Platabanda : Ante-brazo

31	Alma	4	30.20	0.015	0.50	»	0.908
32	Hierros ángulos	8	30.20	0.015	0.23	»	0.846
33	Planchas	4	23.70	0.015	0.40	»	0.569
34	»	4	16.20	0.015	0.40	»	0.388
35	»	4	11.30	0.015	0.40	»	0.271
36	»	4	6.30	0.015	0.40	»	0.151
37	»	4	3.70	0.015	0.40	»	0.089
38	»	4	1.35	0.015	0.40	»	0.032
39	Cubrejuntas alma	—	—	—	—	—	0.091
40	» hierros ángulos	—	—	—	—	—	0.017
41	» planchas	—	—	—	—	—	0.030
42	Remaches	—	—	—	—	—	0.068

Cola

N° de orden	Designacion de las obras	N° de las partes iguales	Dimensiones Largo	Espesor	Altura	Unidad	Cantidades Parciales	Totales
43	Almas	4	15.00	0.015	0.50	m³	0.450	
44	Hierros ángulos	8	15.00	0.015	0.23	»	0.414	
45	Planchas	4	11.30	0.015	0.40	»	0.271	
46	»	4	8.70	0.015	0.40	»	0.209	
47	»	8	6.25	0.015	9.50	»	0.300	
48	»	4	3.70	0.015	0.40	»	0.089	
49	»	4	1.30	0.015	0.40	»	0.031	
50	Cubrejuntas almas	—	—	—	—	—	0.045	
51	» hierros ángulos	—	—	—	—	—	0.008	
52	» planchas	—	—	—	—	—	0.018	
53	Remaches	—	—	—	—	—	0.037	

Enrejado : Ante-brazo

N° de orden	Designacion de las obras	N° de las partes iguales	Largo	Espesor	Altura	Unidad	Parciales	Totales
54	Diagonales	4	3.50	× 0.00504		»	0.0706	
55	»	4	3.50	× 0.00469		»	0.0656	
56	»	4	3.45	× 0.00434		»	0.0599	
57	»	4	3.45	× 0.00403		»	0.0556	
58	»	4	3.38	× 0.00356		»	0.0481	
59	»	4	3.35	× 0.00340		»	0.0456	
60	»	4	3.32	× 0.00291		»	0.0387	
61	»	4	9.47	× 0.00320		»	0.1210	
62	»	4	3.00	× 0.00372		»	0.0447	
63	Montantes	4	2.92	× 0.00880		»	0.0915	
64	»	2	2.61	× 0.00850		»	0.0444	
65	»	2	2.59	× 0.00800		»	0.0414	
66	»	2	2.56	× 0.00791		»	0.0401	
67	»	2	2.51	× 0.00720		»	0.0361	
68	»	2	2.45	× 0.00672		»	0.0339	
69	»	2	2.37	× 0.00599		»	0.0282	
70	»	2	2.27	× 0.00558		»	0.0251	
71	»	2	7.37	× 0.00473		»	0.0695	
72	Pared continua centro	2	1.60	0.015	1.30	»	0.0624	
73	Pared continua extremos	2	1.50	0.015	0.70	»	0.0315	
74	Hierros ángulos extremos	8	1.50	× 0.00194		»	0.0233	
75	Remaches	—	—	—	—	—	0.0221	

Cola

N° de orden	Designacion de las obras	N° de las partes iguales	Largo	Espesor	Altura	Unidad	Parciales	Totales
76	Diagonales	4	3.50	× 0.01036		»	0.1450	
77	»	4	3.50	× 0.00807		»	0.1130	
78	»	4	3.45	× 0.00678		»	0.0932	

N° de orden	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	N° de las partes iguales	DIMENSIONES Largo	Espesor	Altura	Unidad	CANTIDADES Parciales	Totales
79	Diagonales	4	3.38	×	0.00151	m³	0.0489	
80	»	4	3.35	×	0.00362	»	0.0485	
81	Montantes	4	2.62	×	0.01620	»	0.1690	
82	»	2	2.61	×	0.01610	»	0.0837	
83	»	2	2.59	×	0.01337	»	0.0695	
84	»	2	2.56	×	0.01110	»	0.0577	
85	»	2	2.51	×	0.00830	»	0.0415	
86	»	2	2·45	×	0.00716	»	0.0351	
87	Hierros ángulos extremos	8	2.37	×	0.00130	»	0.0247	
88	Pared continua centro	2	1.60	0.015	1.30	»	0.0624	
89	Pared continua extremo	2	1.40	0.015	1.33	»	0.0559	
90	Remaches	—	—	—	—	—	0.0209	
	Piezas de puente : Ante-brazo							
91	Almas	11	6.50	0.010	0.500	»	0.3575	
92	Hierros ángulos	44	6.50	0.008	0.152	»	0.3489	
93	Almas	1	6.50	0.010	0.800	»	0.0520	
94	Hierros ángulos	4	6.50	0.015	0.185	»	0.0722	
95	Planchas	4	6.50	0.013	0.300	»	0.1014	
	Cola							
96	Almas	6	6.50	0.012	0.500	»	0.2340	
97	Hierros ángulos	24	6.50	0.015	0.185	»	0.4337	
98	Planchas	12	6.50	0.011	0.200	»	0.1716	
99	Almas	2	6.50	0.010	0.800	»	0.1040	
100	Hierros ángulos	8	6.50	0.015	0.185	»	0.1446	
101	Planchas	8	6.50	0.013	0.300	»	0.2028	
	Longrinas : Ante-brazo							
102	Almas	2	1.25	0.012	0.500	»	0.0150	
103	Hierros ángulos	8	1.25	0.015	0.185	»	0.0280	
104	Almas	1	1.83	0.015	0.500	»	0.0140	
105	Hierros ángulos	4	1.84	0.015	0.185	»	0.0200	
	Cola							
106	Almas	2	1.25	0.012	0.500	»	0.0150	
107	Hierros ángulos	8	1.25	0.015	0.185	»	0.0280	
108	Almas	1	1.83	0.015	0.500	»	0.0140	
109	Hierros ángulos	4	1.83	0.015	0.185	»	0.0200	
110	Almas	2	3.60	0.010	0.300	»	0.0220	
111	Hierros ángulos	8	3.60	0.010	0.110	»	0.0320	

Nº de orden	Designación de las obras	Nº de las partes iguales	Dimensiones Largo	Dimensiones Espesor	Dimensiones Altura	Unidad	Cantidades Parciales	Cantidades Totales
112	Almas	2	2.50	0.010	0.300	m³	0·0150	
113	Hierros ángulos	8	2.40	0.010	0.110	»	0.0220	
114	Almas	4	1.35	0.010	0.250	»	0.0140	
115	Hierros ángulos	16	1.35	0.010	0.110	»	0.0240	
	Contravientos : Ante-brazo							
116	Hierros ángulos	8	7.80	0.013	0.170	»	0.1370	
117	»	12	7.80	0.011	0.150	»	0.1550	
118	»	4	7.80	0.011	0.130	»	0.0440	
119	Planchas y remaches	—	—	—	—	—	0.0100	
	Cola							
120	Hierros ángulos	4	7.80	0.011	0.150	»	0.0510	
121	»	4	7.80	0.010	0.130	»	0.0410	
122	»	8	2.80	0.010	0.130	»	0.0290	
123	»	1	3.80	0.010	0.130	»	0.020	
124	Planchas y remaches	—	—	—	—	—	0.0204	
	Ante-brazo							
125	Pieza circular	1	7.00	0.015	0.500	»	0.0530	
126	Hierros ángulos	2	7.00	0.015	0.230	»	0.0490	
	Cola							
127	Pieza circular	1	7.00	0.015	0.500	»	0.0530	
128	Hierros ángulos	2	7.00	0.015	0.230	»	0.0490	
	Aparato de rotación : Ante-brazo							
129	Corona superior	1/2	9.99	0.06	0.30	»	0.0900	
130	Tornillos	2	0.50 × 0.0068			»	0.0070	
131	Rodillos	8	0.40 × 0.29			»	0.2910	
	Cola							
132	Corona superior	1/2	9.99	0.06	0.30	»	0.0900	
133	Tornillos	2	0.50 × 0.0068			»	0.0070	
134	Anillos de ruedas	2	2.20	0.15	0.04	»	0.0260	
135	Ruedas intermedias	2	1.25	0.29	0.04	»	0.0090	
136	Rodillos	8	0.40 × 0.29			»	0.2910	

Consolas : Ante-brazo

Nº de orden	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Nº de las partes iguales	DIMENSIONES Largo	Espesor	Altura	Unidad	CANTIDADES Parciales	Totales
137	Piezas inclinadas	26	1.50	× 0.0011		m³	0.0130	
138	Piezas horizontales	26	1.40	× 0.0022		»	0.0630	
139	Viguetas	2	30.20	× 0.0017		»	0.1030	
140	Planchas y remaches	—	—	—	—	—	0.0060	

Cola

Nº de orden	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Nº de las partes iguales	Largo	Espesor	Altura	Unidad	Parciales	Totales
141	Piezas inclinadas	14	1.50	× 0.0011		»	0.0230	
142	Piezas horizontales	14	1.10	× 0.0022		»	0.0310	
143	Viguetas	2	15.00	× 0.0017		»	6.0510	
144	Planchas y remaches	—	—	—	—	—	0.0030	

Parte fija

Nº de orden	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Nº de las partes iguales	Largo	Espesor	Altura	Unidad	Parciales	Totales
145	Corona inferior	1	9.99	0.16	0.30	»	0.1800	
146	Riel circular	1	14.30	× 0.0043		»	0.0620	
147	Planchas de apoyo	4	0.26	0.23	0.05	»	0.0120	
								12.0923

FIERRO

Nº de orden	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Nº de las partes iguales	Largo	Espesor	Altura	Unidad	Parciales	Totales
148	Ejes (cola)	1	21.00	× 0.0055		»	0.116	
149	Ejes (ante-brazo)	1	36.70	× 0.0055		»	0.202	
								0.318

FUNDICIÓN

Nº de orden	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	Nº de las partes iguales	Largo	Espesor	Altura	Unidad	Parciales	Totales
150	Corona superior	1	9.99	0.250	0.14	»	0.350	
151	Rayos	4	2.60	× 0.014		»	0.146	
152	Corona que rodea al perno	1	3.14	× 0.024		»	0.075	
153	Rodillos pequeños	8	0.10	× 0.0050		»	0.004	
154	Ruedas posteriores	2	0.302	× 0.15		»	0.091	
155	» intermedias	2	0.08	× 0.09		»	0.014	
156	» dentadas (cola)	17	0.08	× 0.05		»	0.068	
157	» dentadas (ante-brazo)	7	0.08	× 0.05		»	0.028	
158	Soportes (cola)	8	—	—	—	»	0.001	
159	Soportes (ante-brazo)	10	—	—	—	»	0.002	
160	Aparatos para tornillos (cola)	2	—	—	—	»	0.005	
161	Aparatos para tornillos (ante-brazo)	2	—	—	—	»	0.005	
162	Perno	1	—	—	—	»	0.0526	
163	Corona inferior y rayos	—	—	—	—	»	0.650	
164	Planchas de apoyo	4	—	—	—	»	0.0108	
								1.5014

PRESUPUESTO GENERAL

DESIGNACION DE LAS OBRAS	Unidad	CANTIDADES	Nº de la lista de precios de aplicación	Precio de aplicacion $ oro	IMPORTE $ oro
Excavaciones	m^3	1292.4000	9	1.00	1292.400
Formación de terraplén	»	90.0000	10	0.30	27.000
Mampostería de ladrillos en mezcla hidráulica	»	636.0000	8	16.00	10176.000
Hormigón hidráulico	»	431.9400	5	24.00	10366.560
Madera dura	»	57.9400	2	76.00	4403.440
Madera blanda	»	24.1200	1	42.00	1013.040
Acero	t	95.3726	4	175.00	16690.205
Hierro	»	2.4804	1	175.00	434.070
Fundición	»	10.8072	3	140.00	1513.108
Contrapeso (fundición usada)	»	174.0000	—	35.00	6090.000
Suma					52005.723
Imprevistos 10 %					5200.572
Dirección é inspección 5 %					2860.315
Suma total					60066.610

RESULTADOS

De las tablas que anteceden, se deducen los siguientes resultados :

El peso total de la parte móvil del puente, comprendido el contrapeso, es de

352,6214 toneladas.

El peso por metro líneal del ante-brazo es de

3576,62 kilógramos,

y el de la cola, sin comprender el contrapeso, de

4707,15 kilógramos.

De modo que el peso máximo es menor en un 9,5 °/₀ que el peso teórico que se ha empleado para el cálculo de la viga, cuyo resultado es satisfactorio, teniendo en cuenta que el coeficiente ρ_0 para carga permanente, es muy grande con relación á los ρ_1 y ρ_2 para carga móvil y, por tanto, este exceso de carga permanente, que ha servido para el cálculo, produce únicamente un pequeño aumento en la cantidad de material empleado.

El peso de la calzada es de

237 kilógramos por metro cuadrado.

El peso total de los metales empleados en la construcción, comprendiendo acero, hierro y fundición es de

108,6602 toneladas,

lo que da un peso por metro líneal de la parte metálica de

2404 kilógramos,

sin comprender el contrapeso.

Respecto ahora al costo de la obra, se tiene que el precio total de la construcción es de

60066,610 pesos oro,

el precio por metro líneal es de

1328,91 pesos oro.

Buenos Aires, Setiembre de 1890.

EMILIO PALACIO.

BIBLIOGRAFÍA

Les pompes centrifuges et rotatives, par J. Buchetti. — Esta interesante obra, que contiene 35 figuras intercaladas en el texto y 10 láminas, divide el estudio de las bombas en los cinco capítulos siguientes : I. Teoría de las bombas centrífugas, nueva y simple. II. Cálculos y trazados prácticos que se deducen de las nuevas fórmulas. III. Construcción é instalación de los principales tipos de bombas centrífugas. IV. Construcción, instalación y cálculos justificativos de las grandes bombas. Entre los ejemplos enumerados en este capítulo, se encuentra la descripción, acompañada de planos ilustrativos, de la instalación realizada en Egipto por Mr. Joseph Farcot, destinada á alimentar con las aguas del Nilo el canal navegable de Khatatbeh, que sirve á la vez para la irrigación de la provincia de Behera y la provisión de la ciudad de Alejandría : cinco bombas potentes levantan, al efecto, 2500000 metros cúbicos de agua en treinta y cuatro horas á una altura de tres metros. V. Bombas rotativas: resumen comparativo.

El ingeniero Buchetti, de la Escuela Central de Paris, autor de varios tratados sobre máquinas á vapor, construcciones metálicas y mecánicas, ha sabido reunir en el volumen que nos ocupa los conocimientos necesarios para redactar un proyecto completo de bomba centrífuga y su obra debe vulgarizarse entre nosotros. (Baudry et Cie, éditeurs. — Paris, 1895).

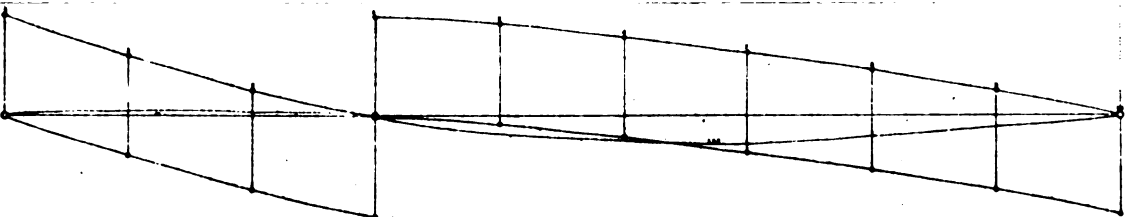
Traité pratique de la construction des machines à vapeur, fixes et marines, par Maurice Demoulin. — En este tratado se exponen de una manera razonada las reglas necesarias para la construcción de una maquina á vapor, en lo que se refiere á su conjunto, y detalladamente las que sirven para la determinación de cada uno de sus órganos, con arreglo á las prácticas más recientes, tanto en lo relativo á las dimensiones de sus partes como en lo que respecta á su forma, procedimiento de construcción y clase de material adecuado.

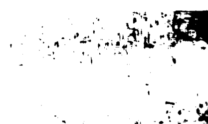
Es un volumen in-octavo, con 483 figuras en el texto y, en resumen, puede decirse que el autor hace en él una recopilación de los elementos para la redacción de los proyectos de máquinas hasta en sus menores detalles. (Baudry et Cie, éditeurs. — Paris, 1895.

L'A, B, Ç du chauffeur, par Henri Mathieu. — En formato de bolsillo y edición económica, se nos presenta este libro, muy útil para todo el que quiera adquirir en poco tiempo los conocimientos necesarios para manejar un generador de vapor sin peligro de efectuar maniobras falsas ó imprudentes, que pueden ocasionar desastrosos accidentes. (Baudry et Cie, éditeurs. — Paris, 1895).

CALCULO DE LA VIGA

PUENTE CERRADO





Buenos Aires 30 de Agosto 1894

Emilio Palacio



[illegible] de Agosto [illegible]

Emilio Palacio

[illegible]

[illegible]

MEMORIA ANUAL

DEL PRESIDENTE DE LA SOCIEDAD CIENTÍFICA ARGENTINA

CORRESPONDIENTE AL XXIII° PERÍODO, 1893-1894

LEIDA EN LA ASAMBLEA DEL 19 DE JULIO DE 1895

Señores socios :

A no mediar la disposición establecida en el artículo 22, inciso 9, del Reglamento, no vendría á molestar vuestra atención en esta asamblea dando cuenta del escaso movimiento social ocurrido en el período administrativo que fenece y que sólo en mérito de vuestra exagerada benevolencia, he tenido el honor de presidir.

Esta corporación atraviesa, en efecto, desde hace ya varios años, uno de esos períodos difíciles, en que suelen desfallecer hasta las vestustas sociedades de la maestra Europa, porque ellas carecen de otros estímulos que los proporcionados por la investigación de la verdad en pro del bienestar común y del adelanto de las ciencias; deber que nos impone nuestro estatuto y que casi nunca tiene recompensa, á no ser la satisfacción personal que al sabio griego hacía esclamar alborozado: eureka! eureka!! satisfacción grande y noble, es verdad, pero que no tiene precio en este siglo de oro y del oro.

Sabéis, señores consocios, que nuestros maestros en la ardua escuela profesional y en la más difícil, sin duda, de la vida honrada, laboriosa y ejemplar del ingeniero argentino, tienen casi olvidada esta Sociedad que ellos fundaron en compañía de todos los

hombres estudiosos del país, hace 23 años. Queda de pie sólo la juventud que no hace mucho ha abandonado las aulas frías de la Facultad de ciencias exactas, físicas y naturales y la que aún permanece en ellas. Pero sus ardientes anhelos, sus nobles entusiasmos, si bien mantienen aún de pié este cuerpo, no bastan para enaltecer más, si cabe, el concepto que todas las corporaciones del mundo — lo digo con orgullo — tienen formado de esta institución.

Hagamos, pues, votos porque vuelvan los viejos maestros á frecuentar nuestros salones, que están edificados sobre los ladrillos que uno á uno supieron acumular para dotar de un local propio á la Sociedad — y nos trasmitan otra vez, como en las conversaciones familiares de años anteriores, el caudal de su experiencia y de sus luces.

Formulado este reproche,— que me he permitido por el deseo de ver á los viejos en el puesto que les corresponde y porque también al recordar su ausencia vengo á justificar en parte mi aceptación del inmerecido honor que me dispensasteis al designarme para ocupar el elevado sillón en que me encuentro, honor por el cual no puedo dejar de reiteraros mi agradecimiento en esta ocasión,—voy á daros cuenta sucintamente de la marcha de la asociación en el período mencionado.

Anales.—La Junta Directiva que cesa, recibió la publicación de los *Anales* muy atrasada; ha logrado adelantarla bastante y casi puede decirse que están al día, porque en esta quincena deben aparecer las entregas de Junio y Julio que ya están compuestas, faltando sólo tirar la primera y compaginar la segunda.

Además se ha entregado material á la imprenta para los meses de Agosto y Setiembre, no debiéndose extrañar esta anticipación porque se trata de publicaciones científicas de mucha extensión.

La Junta Directiva ha procurado cambiar por completo el carácter de los *Anales*, dando preferencia á los materiales de interés para los ingenieros y para los estudiantes de ingeniería, sin descuidar en absoluto los demás ramos científicos. Esta resolución ha sido tomada teniendo en cuenta que ellos forman la gran mayoría de los asociados.

Hallándose aún pendiente la modificación del Reglamento social en la parte pertinente á la redacción de los *Anales*, por lo cual no se efectuó oportunamente en el período anterior la renovación de la Comisión redactora, quedando ésta incompleta, se resolvió supri-

mirla y dejar á cargo del Secretario y del informante la redacción de aquellos, mientras se prònuncie la corporación al respecto.

La forma en que hemos cumplido esta tarea, la conoceis por las publicaciones hechas y esperamos merecerá vuestra aprobación.

No creo oportuno enumeraros los autores que nos han favorecido con su colaboración, porque consta en los mismos *Anales*, pero aprovecho la oportunidad para hacer público nuestro agradecimiento, por el concurso que nos han prestado.

Dificultada la aparición de los *Anales* por la causa ya apuntada de su atraso y por su costo, sobre todo tratándose de originales que exigían ilustraciones muy onerosas, la Junta Directiva apeló al concurso de la Facultad de ciencias exactas, físicas y naturales y al de los ingenieros Angel Gallardo y Miguel Olmos, para llevar á cabo publicaciones de bastante interés profesional. Con los últimos, convino en publicar los proyectos que les sirvieron para optar el título de ingeniero civil, debiendo ellos costear la publicación de los numerosos planos que contenían, mediante la entrega por parte de la Socidad de 300 ejemplares de aquellos, en folletos, que siendo reimpresiones, no le originaron mucho gasto.

Con la Facultad convino en la publicación de los proyectos de los ingenieros Emilio Palacio y Carlos M. Albarracín, proyectos que ella resolvió publicar en premio de la competencia de dichos alumnos, debiéndosele entregar 250 ejemplares de cada uno al precio de 2 pesos por ejemplar, comprendiendo láminas y clichés. Uno de estos proyectos ha sido ya entregado y el del ingeniero Palacio lo será en todo el resto del presente mes. Además los mencionados autores adquirirán, por su parte, al mismo precio, un número de ejemplares que el ingeniero Albarracin aún no ha señalado y que el ingeniero Palacio ha fijado en 50, con el único objeto de que la publicación no resulte gravosa para la Sociedad.

En otras publicaciones, los autores han costeado las ilustraciones, como el señor Gallardo, las de su interesante conferencia intitulada *Flores é insectos* y el señor Ed. Soulages la de un artículo que aparecerá en una entrega próxima.

La suscrición á los *Anales* es muy reducida; actualmente sólo alcanzan á tres los suscritores y todos son del extranjero. En cambio, ellos nos proporcionan un interesante canje, recibiéndose más de 250 revistas importantes de todo el mundo y en casi todos los idiomas. Además de las publicaciones científicas más notables,

cultivamos relaciones por medio de ellos, con todas las instituciones congéneres de la América y de Europa.

Los *Anales* gozan de mucho crédito en el exterior y más de una vez se ha recibido oferta hasta de una libra esterlina por una entrega atrasada, de las que no se ha podido disponer, porque la Sociedad las reserva para sus colecciones de los 30 tomos que forman ya.

Por lo demás, en el país se distribuyen gratuitamente á todos los establecimientos científicos y á los de educación que los solicitan, siendo su tiraje de 700 ejemplares, á pesar de que no reciben ninguna protección oficial.

Socios, asambleas, conferencias y visitas. — La Sociedad cuenta actualmente con 386 socios activos, 8 corresponsales y 3 honorarios, habiendo ingresado durante el período 32 y reincorporádose 5. Han salido por diferentes causas 27, teniendo que lamentar el fallecimiento de los socios corresponsales Francisco Denza y Pellegrino Ströbel, del socio activo José A. Quijarro y del fundador doctor Ignacio Pirovano.

Grande sería el servicio que vosostros prestaríais procurando el ingreso de todos nuestros colegas, ingenieros y estudiantes, á esta institución, la más antigua y reputada, en la que han venido á refundirse todas las de carácter análogo fundadas en el país.

Sólo se han celebrado cuatro asambleas en el presente período y la Junta Directiva no ha cumplido el precepto reglamentario de convocarlas quincenalmente, por la carencia de temas interesantes para su deliberación y más aún por la falta de concurrencia.

Por la misma causa, no se ha logrado todavía sancionar las modificaciones del reglamento proyectadas y aconsejadas en la parte pertinente á la redacción de los *Anales*, demora que ha obligado á la Junta Directiva á mantener la actitud de que ya os he dado cuenta.

Los conferencias han sido dadas en los salones de la Sociedad; una por el ingeniero Miguel Olmos, el 1° de Agosto sobre «Ingenios Azucareros» y otra sobre « Flores é Insectos», el 29 de Setiembre de 1894 por el ingeniero Angel Gallardo. Esta última fué publicada en los *Anales* oportunamente. Posteriormente, los esfuerzos de la Junta Directiva para obtener otras conferencias han sido vanos, porque sólo ha conseguido promesas.

Hánse realizado tres visitas á los establecimientos industriales siguientes:

26 de Agosto de 1894: Fábrica de *Aceites vegetales* de los señores Hammer y Compañía.

3 de Setiembre de 1894: Mercado *Ciudad de Buenos Aires*, del señor David Spinetto.

23 de Setiembre de 1894: Fábrica de mosaicos, artesonados y bovedillas, *El Artesonado Argentino*, de los señores Camps y compañía. Con motivo de esta última visita, el señor Rafael Camps, director de la fábrica, donó un muestrario de mosaicos que se encuentra en el local.

Otras excursiones han fracasado, algunas aún después de invitados los señores socios, por causas imprevistas y ajenas á la Junta Directiva y durante el corriente año, se ha resuelto no efectuarlas mientras duren los ejercicios doctrinales de la Guardia Nacional, porque formando parte de ésta los socios más asiduos á las visitas, no era posible hacerlas los domingos, únicos días que antes le dejaban libres sus ocupaciones ordinarias.

En la Asamblea del 6 de Agosto de 1894 quedó electa la Junta Directiva, que en breve sereis convocados á renovar, de la siguiente manera :

Vice-Presidente 1°: Ingeniero Alberto Schneidewind.

Vice-Presidente 2° : Ingeniero Arturo González.

Secretario : Señor Emilio Schickendantz.

Tesorero : Señor Julio Labarthe.

Vocales : Ingenieros Carlos Bunge, Domingo Noceti, Miguel Olmos, señores Pedro Aguirre, José M. Sagastume; además del informante.

Habiendo renunciado el señor Emilio Schickendantz por tener que ausentarse de la Capital y el ingeniero Carlos Bunge, por motivos de salud, fueron elegidos en la Asamblea del 20 de Diciembre de 1894, los ingenieros señor José I. Girado para el cargo de Secretario y señor José S. Sarhy para el de vocal, que han desempeñado hasta la fecha, como los demás miembros de la Junta.

Las sesiones de la Junta Directiva se han celebrado con regularidad, y ella ha tenido que considerar, aparte de los puntos que sucintamente os he enumerado, todos los asuntos inherentes á su cargo, como ser las relaciones con las numerosas sociedades nacionales y del extranjero, la marcha interna y la administración de los fondos de la institución, la conservación del edificio social, etc., etc.

Pero, fuera de estas funciones, que son las ordinarias, ella ha

Movimiento general de la Caja de la Sociedad Científica Argentina durante el XXIII período administrativo de 1894-1895.

ENTRADAS

1894	Julio 16 al 31 .... $ m/n	65	»
	Agosto	1.261	06
	Setiembre	812	»
	Octubre	790	»
	Noviembre	702	»
	Diciembre	740	»
1895	Enero	632	38
	Febrero	646	»
	Marzo	604	»
	Abril	753	50
	Mayo	674	»
	Junio	704	»
	Julio 1° al 15 (inclusive)	484	»
	TOTAL .... $ m/n	8.867	94
	Existencia anterior: 16 de Julio de 1894..	1.099	04
	TOTAL GENERAL .... $ m/n	9.966	98
	Á deducir salidas	9.594	28
	Existencia en Caja en 15 de Julio de 1895.	372	70
	Banco de la Nacion Argentina : el depósito en cuenta corriente .... $ m/n	74	26
		446	96

SALIDAS

1894	Julio 16 al 31 .... $ m/n	448	85
	Agosto	1.741	30
	Setiembre	948	75
	Octubre	695	72
	Noviembre	370	30
	Diciembre	432	19
1895	Enero	726	38
	Febrero	556	37
	Marzo	918	23
	Abril	760	83
	Mayo	520	52
	Junio	366	09
	Julio 1° al 15 (inclusive)	608	75
	TOTAL .... $ m/n	9.594	28

Buenos Aires, Julio 15 de 1895.

	V° B°	S. E. ú O.
JOSÉ I. GIRADO,	MIGUEL ITURBE,	JULIO LABARTHE,
Secretario.	Presidente.	Tesorero.

Balance de comprobación en 15 de Julio de 1895

FOLIOS	CUENTAS	CUENTAS		SALDOS	
		DEBE	HABER	DEBE	HABER
55	Caja .... $	9.966 98	9.594 28	372 70	—
43	Banco de la Nación	74 08	—	74 08	—
3	Muebles y útiles	2.041 85	245 02	1.796 83	—
9	Museo	289 54	—	289 54	—
18	Nicho en la Recoleta	219 07	—	219 07	—
44	Biblioteca	27.965 91	—	27.965 91	—
54	Edificio social (Zeballos 269)	24.085 15	2.400 »	21.685 15	—
15	Acciones á cobrar	690 »	—	690 »	—
56	Socios	11.698 »	8.846 »	2.852 »	—
52	Suscritores á los Anales	108 50	108 50	—	—
60	Juan Rodríguez	1.431 03	—	1.431 03	—
58	Gastos generales	3.810 33	—	3.810 33	—
13	Contribuciones mensuales	—	9.692 »	—	9.692 »
24	Donaciones	50 »	600 »	—	550 »
59	Ganancias y pérdidas	3.061 02	—	3.061 02	—
37	Intereses	—	6 44	—	6 44
14	Acciones del edificio social	100 »	5.260 »	—	5.160 »
23	Concurso para estudiantes	—	88 »	—	88 »
51	Banco Hipotecario de la Provincia	792 »	—	792 »	—
17	Capital	—	53.791 55	—	53.791 55
7	Balance de entradas	59.089 55	59.089 55	—	—
61	Anales de la Sociedad	4.701 78	1.287 »	3.414 78	—
	El Paramillo de Uspallata (folleto)	—	4 »	—	4 »
	Conferencia 28 de Julio de 1891.	1.083 55	249 »	834 55	—
	SUMAS IGUALES	151.261 34	151.261 34	69.291 99	69.291 99

Buenos Aires, Julio 15 de 1895.

	Vº Bº	S. E. ú O.
JOSÉ I. GIRADO,	MIGUEL ITURBE,	JULIO LABARTHE,
Secretario.	Presidente.	Tesorero.

Movimiento de Cuotas mensuales durante el XXIII período administrativo de 1894-1895

1894	Recibos firmados, según libro de planillas en:				
	Julio 16 al 31	$ m/n		4	»
	Agosto			818	»
	Setiembre			810	»
	Octubre			810	»
	Noviembre			806	»
	Diciembre			808	»
1895	Enero			836	»
	Febrero			820	»
	Marzo			786	»
	Abril			806	»
	Mayo			800	»
	Junio			812	»
	Julio 1° al 15			776	»
	TOTAL	$ m/n		9.692	»
	Á cobrar en 15 de Julio de 1894			2.006	»
	TOTAL Á COBRAR	$ m/n		11.698	»
	Á deducir:				
	Inutilizados	$ m/n	416		
	Cobrados		8.430	8.846	»
	Á cobrar en 15 de Julio de 1895	$ m/n		2.852	»

1894	Recibos cobrados, según libro de Caja, en:			
	Julio 16 al 31	$ m/n	46	»
	Agosto		1.006	»
	Setiembre		800	»
	Octubre		788	»
	Noviembre		690	»
	Diciembre		740	»
1895	Enero		620	»
	Febrero		646	»
	Marzo		604	»
	Abril		670	»
	Mayo		638	»
	Junio		698	»
	Julio 1° al 15 (inclusive)		484	»
	TOTAL	$ m/n	8.430	»
	Recibos inutilizados		416	»
			8.846	»

Buenos Aires, Julio 15 de 1895.

	V° B°	S. E. ú O.
JOSÉ I. GIRADO,	MIGUEL ITURBE,	JULIO LABARTHE,
Secretario.	Presidente.	Tesorero.

Movimiento de recibos de Anales durante el XXIII período administrativo de 1894-1895

1894	Recibos firmados, según libro de planillas, en:	
	Julio 16 al 31 .... $ m/n	—
	Agosto	—
	Setiembre	31 »
	Octubre	10 »
	Noviembre	—
	Diciembre	—
1895	Enero	12 »
	Febrero	—
	Marzo	—
	Abril	13 50
	Mayo	36 »
	Junio	6 »
	Julio 1° al 15 (inclusive)	—
	TOTAL .... $ m/n	108 50

1894	Recibos cobrados, según libro de Caja, en:	
	Julio 16 al 31	—
	Agosto	19 »
	Setiembre	12 »
	Octubre	2 »
	Noviembre	8 »
	Diciembre	—
1895	Enero	12 »
	Febrero	—
	Marzo	—
	Abril	13 50
	Mayo	36 »
	Junio	6 »
	Julio 1° al 15	—
	TOTAL .... $ m/n	108 50

Buenos Aires, Julio 15 de 1895.

	V° B°	S. E. ú O.
JOSÉ I. GIRADO,	MIGUEL ITURBE,	JULIO LABARTHE,
Secretario.	Presidente.	Tesorero.

Movimiento de Socios durante el XXIII período administrativo de 1894-1895

Número de socios activos en 15 de Julio de 1894	376
Han ingresado durante el XXIII período...........	32
Se han reincorporado..........................	5
TOTAL.....................	413
Han salido por diferentes causas......	27
Quedan en 15 de Julio de 1895..................	386
Socios ausentes que no pagan..	103
Socios que pagan	283

Pagan cuota de......	4 $ m/n	112
Pagan cuota de	2 »	171
TOTAL DE SOCIOS ...		283

Socios Honorarios...........	3
Socios Corresponsales	8

Buenos Aires, Julio de 1895.

Vº Bº

JOSÉ I. GIRADO, Secretario — MIGUEL ITURBE, Presidente. — JULIO LABARTHE, Tesorero.

MÉTODO RACIONAL PARA EL RELEVAMIENTO

DE UN

PLANO CATASTRAL

POR EL MÉTODO DE POLIGONACIÓN

OBSERVACIONES SOBRE EL PLANO CATASTRAL DE LA MUNICIPALIDAD

Por EDMUNDO SOULAGES
Ex-alumno de la Escuela Politécnica de París; ingeniero

ADVERTENCIA

Bastante explícito es el título para que se necesiten dilucidaciones respecto del objeto del presente opúsculo. Basta también el título para que se eche de ver que se trata de uno de los problemas más importantes de la topografía, que sería más conveniente llamar, en el caso que nos ocupa, geodesia en corta escala.

Bueno será advertir desde luego para evitar malas interpretaciones :

1° Que siempre que se hable de plano, se deberá entender *plano calculado* y no *plano gráfico*. Este último no es sino una representación del primero ;

2° Que *plano exacto* no tiene el significado que estaría uno inclinado á darle : será un plano que se diferenciará del *plano verdadero* en un sentido que indicará la definición, tal, que esa diferencia sea comprendida dentro de límites conocidos, determinados por las mismas operaciones.

1. — *Observaciones preliminares*

Consideremos el plano gráfico de una cierta extensión de terreno, como ser el Municipio. Vemos en él un número considerable de rectas que figuran los límites de las propiedades entre sí ó los límites de estas con las calles ó líneas de edificación. El *plano verdadero* de este conjunto ó red de líneas, que se podría llamar plano catastral ideal, sería el plano en que las longitudes de todas esas líneas y los ángulos que forman entre sí serían respectivamente iguales á los del terreno.

Para el relevamiento, en vez de tomar líneas auxiliares, es muy natural tomar, cuando se puede, esas mismas líneas; pero, por varias razones que es excusado enumerar, en vez de las líneas de edificación se toman líneas pasando por las calles. Se forman con esas rectas una red de polígonos que se relevan en un cierto orden, lo que constituye el método llamado de poligonación.

Prácticamente esas longitudes y ángulos no se pueden obtener rigurosamente; siempre se comete un error, cuya magnitud depende del método empleado en la medida y si bien puede llegar á ser muy pequeño, siempre existe.

La construcción del *plano verdadero,* aun con los medios más rigurosos, es por tanto del todo imposible, hay que contentarse con una aproximación ó un *plano exacto.*

2. — *Definición del plano exacto*

Llamaremos *plano exacto* un plano *que se pueda sobreponer al plano verdadero*, ficticio, pero que por un momento podemos suponer conocido, *de modo que la distancia de un punto cualquiera del uno al punto correspondiente del otro sea inferior á una cantidad determinada* R.

Por tanto, si suponemos construido el plano verdadero y en cada vértice como centro descripto un círculo de radio R, un punto cualquiera del plano exacto, deberá encontrarse en el interior del círculo correspondiente.

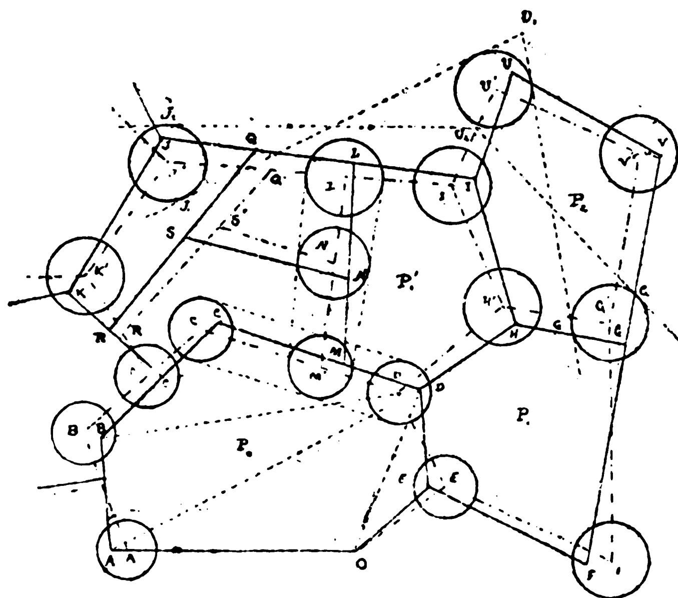
Al radio del círculo relativo á un punto, lo llamaremos *radio de indeterminación del punto*, y el círculo, por analogía, *círculo de indeterminación*.

Vamos primero á estudiar el caso de un polígono único.

3. — *Polígono considerado en sí mismo, con independencia de su posición*

Sea OABCDE un polígono cerrado, OA′B′C′D′E′ el polígono verdadero.

Podemos siempre suponer que coinciden un vértice del primero con uno del segundo y la dirección de uno de los lados que de él arrancan con la dirección del lado correspondiente: OA′ con OA (fig. 1). Podemos suponer además que se ha tomado el vértice por origen y el lado para uno de los ejes en el cierre del polígono.



Sea λ el *límite superior del error en un ángulo*, que es igual al *límite superior del error en la medida del ángulo*: η, aumentado en el *valor de la corrección mayor* ζ que se ha tenido que hacer para cerrar el polígono.

Sea M el *límite superior del coeficiente del error en longitud.*

Sabemos que el *error en un vértice* ó distancia de un vértice del polígono calculado al vértice correspondiente del verdadero, es igual [1] á *la suma geométrica de los errores en longitud y de los errores angulares* desde el origen, entendiéndose por error angular el producto del error en un ángulo por la distancia del vértice correspondiente al vértice considerado.

Esa suma será inferior á la que se obtiene suponiendo todos los elementos del mismo signo y sentido :

$$\lambda\Sigma l + Ml'.$$

Para el vértice D, por ejemplo (fig. 1).

Σl es DA + DB + DC, l' ó proyección de OABCD es OD

Para que ese polígono satisfaga á la definición dada anteriormente, esa suma debe ser inferior á una cierta cantidad r_0, en todos los vértices, ó igual á r_0 para el vértice en que alcanza su máximum.

$$\lambda\Sigma l + Ml' = r_0. \qquad (1)$$

Esa fórmula da el radio de indeterminación r en función de λ y M.

4. — *Polígono considerado en su posición*

Supongamos que el polígono DEFGH ha sido calculado de modo que el radio de indeterminación de sus vértices sea r_1'. Como acabamos de ver en el artículo que antecede, se ha determinado r_1' en la suposición de que coincide, por ejemplo, E con E' y ED con

[1] Véase los *Anales de la Sociedad Científica Argentina*, 1893, ó el opúsculo *Inconsistencia de algunos métodos empleados en agrimensura.*

E'D' en dirección, es decir, que en aquella posición de EDHGF, sus vértices se encuentran dentro de círculos de radio r_1' descriptos de D', H', G', F' como centro; pero para que ocupe su posición verdadera, tal como aparece en la figura, hay que desplazar el polígono, y por tanto, las distancias de sus vértices á los vértices verdaderos varían y el radio de indeterminación aumenta. Vamos á buscar un límite superior de este incremento.

Se puede sobreponer EDHGF en la posición que ocupa cuando coinciden E con E' y ED con E'D' á EDHGF de la figura por una translación paralela á ED y una rotación al rededor de un punto de la misma.

La traslación no puede pasar de r_0, radio de indeterminación de los vértices del polígono OABCDE.

La rotación no puede pasar de $\frac{2r_0}{a}$ llamando a la longitud de ED.

El centro de rotación puede estar entre D y E ó fuera del intervalo ED sobre la recta prolongada.

El efecto de la rotación será desplazar los diversos vértices de su posición primitiva, este desplazamiento tiene dos componentes: una paralela á ED, la otra normal á la misma.

La componente paralela á ED será inferior á $\frac{2r_0}{a}\,h$, indicando con h la distancia á ED del vértice más distante.

La componente normal á ED será inferior á $\frac{2r_0}{a} \times$ distancia al centro de rotación de la proyección del vértice que cae más á la izquierda de D ó á la derecha de E.

Sea d la distancia del pie de la perpendicular bajada de dicho punto á E ó D. La expresión que antecede se puede descomponer en

$$\frac{2r_0}{a}\,[d + \text{distancia de E ó D al centro}]$$

$\frac{2r_0}{a} \times$ distancia de E ó D al centro no puede pasar de r_0 según la misma definición de r_0, por tanto el límite superior de la componente normal es

$$r_0 + \frac{2r_0}{a}\,d \qquad \text{ó} \qquad r_0\left(1 + \frac{2d}{a}\right).$$

La componente de la rotación paralela á ED se combina con la traslación, para dar la componente total del desplazamiento paralelo á ED, su límiie superior es

$$r_0 + \frac{2r_0}{a}h \quad \text{ó} \quad r_0\left(1 + \frac{2h}{a}\right).$$

El límite superior del valor del desplazamiento para un vértice cualquiera es

$$r_0\sqrt{\left(1 + \frac{2h}{a}\right)^2 + \left(1 + \frac{2d}{a}\right)^2}$$

ó $r_0 f_1$ poniendo

$$f_1 = \sqrt{\left(1 + \frac{2h}{a}\right)^2 + \left(1 + \frac{2d}{a}\right)^2}. \qquad (2)$$

El nuevo radio de indeterminación r_1 para los vértices H, G, F será

$$r_1 = r_1' + r_0 f_1 \qquad (3)$$

f_1 es un número abstracto siempre superior á 1; en efecto (2) h es una distancia que se *debe siempre considerar como positiva,* puesto que para obtener el límite superior de la componente del desplazamiento total hay que suponer que la traslación y la componente de la rotación tienen el mismo signo, por tanto $\left(1 + \frac{2h}{a}\right)^2$ será siempre superior á 1; d puede ser positivo ó negativo: será negativo si se proyectan todos los vértices entre E y D, será entonces inferior á $\frac{a}{2}$, $\left(1 + \frac{2d}{a}\right)^2$ será superior á 1, *pero positivo.*

5. — *Serie de polígonos. — Polígono principal y polígonos de los diversos órdenes*

La fórmula (3) da el radio de indeterminación r_1 de los vértices de P_1, que no son comunes á P_0 y P_1, en función de r_0. Una fórmula

análoga daría el de los vértices de P_2, que no son comunes á P_1 y P_2, en función de r_1, y siguiendo hasta un polígono P_n, obtenemos la serie de relaciones

$$r_1 = r_1' + r_0 f_1$$
$$r_2 = r_2' + r_1 f_2$$
$$\cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot$$
$$\cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot$$
$$r_n = r_n' + r_{n-1} f_n.$$

Multiplicando la primera por f_2, la segunda por f_3, . . . , la $(n - 1)^a$ por f_n obtenemos después de las reducciones

$$r_n = \Sigma_1^{n-1} r_p' f_{p+1} + r_0 f_1 f_2.$$

Esa fórmula da el radio de indeterminación de un polígono P_n en función de los radios de indeterminación locales r_p' y de r_0.

Al polígono P_0 lo llamaremos *polígono principal*, á los polígonos adyacentes, es decir, que con él tienen uno ó más lados comunes, los llamaremos *polígonos de primer orden;* los adyacentes á los de primer orden serán los *polígonos de segundo orden*, etc...

Los vértices principales serán los vértices del polígono principal, los vértices de orden p serán los vértices de los polígonos de orden p que no son comunes con los de orden p — 1.

6. — *Cierre y adaptación de los polígonos*

Admitimos que todas las longitudes se miden con la cinta; por tanto, para cerrar el polígono, se deben *corregir los ángulos, sin modificar en nada las longitudes* (véase el opúsculo más arriba mencionado).

Supongamos cerrados P_0 y P_1 (fig. 1), para que P_1' se pueda adaptar al sistema P_0P_1, el ángulo en D de dicho polígono debe ser igual á

$$2\pi - \text{CDE} - \text{EDH}.$$

Se deberá tomar este valor para el ángulo en D, y la *diferencia*

entre este valor y el ángulo medido se deberá considerar como corrección (3).

Un polígono de orden n podrá tener varios *ángulos de contacto* con los de orden $n - 1$, se deberán modificar todos esos ángulos del modo indicado y se cerrará el polígono con esos elementos así corregidos.

7. — *Expresión analítica del problema*

El radio de indeterminación de un vértice de orden n es

$$r_n = r_0 f_1 f_2 + \Sigma_1^{n-1} r_p' f_{p+1}. \qquad (4)$$

Para cada polígono del conjunto tendremos una relación análoga á (4), entre todos esos valores de r_n habrá uno mayor que todos los demás y para que el conjunto de los polígonos llene las condiciones de la definición basta que, para dicho polígono

$$r_0 f_1 f_2 + \Sigma_1^{n-1} r_p' f_{p+1} = R. \qquad (5)$$

A cada uno de los r_p' corresponde una relación de la forma

$$\lambda \Sigma l + M l' = r_p'$$

ó descomponiendo λ en sus elementos (3)

$$(\eta + \zeta) \Sigma l + M l' = r_p'. \qquad (6)$$

Recordemos que: η es el límite superior del error en la medida de un ángulo; M el límite superior del coeficiente del error en longitud; ζ la corrección mayor que se ha tenido que hacer á las medidas directas para el cierre y adaptación del polígono, sería inferior á η si no hubiera sino correcciones relativas al cierre, pero á causa de la adaptación puede suceder que le sea superior.

Las relaciones (5) y (6) resuelven el problema.

Dan R, los r_p' relativos á cada polígono, η y M en función unos de otros. R, los r_p', η y M son las variables ó cantidades que hay que determinar, f_1, f_2, los f_p son constantes una vez dado el canevás de las operaciones, los ζ dependen del rigor de las medidas y del

método empleado en el cierre de los polígonos; no se pueden determinar hasta que no se hagan los cálculos para el cierre y adaptación de los mismos.

8. — *Resolución del problema*

Siendo dado el canevás de las operaciones (luego vamos á ver á qué condiciones debe satisfacer), es decir, las f_1, f_2, ... f_p, supongamos:

1° Que se fije de antemano R y que se asignen á r_0 y á las $(n - 1)$ cantidades r_p' valores que satisfagan la relación (5); el segundo miembro de las relaciones (6) será conocido, pero el primero absolutamente indeterminado;

2° Si suponemos ahora que se establezca que η y M serán constantes y que se hagan los cálculos de cierre y adaptación para determinar los ζ, las relaciones (6) determinan r_0 y r_p'; sustituyendo en (6), quedará determinado R.

Vemos, por tanto, que aun siendo dado el canevás de las operaciones es imposible fijar R de antemano y es imposible también, suponiendo constantes las tolerancias, determinar R hasta el fin de las operaciones.

9. — *Reglas para la formación del canevás deducidas de la fórmula*

Aunque un polígono no tenga centro si no es regular, emplearemos este vocablo atribuyéndole el sentido vulgar, para mayor claridad en los enunciados. Las expresiones de distancia al centro ó al contorno exterior se deberán entender del mismo modo.

El radio de indeterminación de un vértice de orden n es dado por

$$r_n = r_0 f_1 f_2 + \Sigma_1^{n-1} r_p' f_{p+1} \qquad (1)$$

en la que

$$f_{p+1} = \sqrt{\left(1 + \frac{2h}{a}\right)^2 + \left(1 + \frac{2d}{a}\right)^2}. \qquad (2)$$

I. En el caso de la figura 1, el polígono P_1 estaba adyacente exteriormente á P_0, pero claro es que hubiéramos obtenido una fórmula idéntica considerando un polígono adyacente interiormente, la fórmula (4), generalización de la fórmula relativa á P_1, se aplica indistintamente á los polígonos exteriores é interiores, conviene por tanto tomar una serie de polígonos de primer orden exteriores al polígono principal y otra serie de polígonos internos.

Si llamamos *líneas de primer orden* las líneas que unen los vértices de una serie de polígonos para los que h es máximum, *lineas de orden n* las líneas definidas del mismo modo con respecto á los polígonos de orden $n - 1$, podremos decir que convendrá tomar una línea de primer orden exterior y otra interior al polígono principal, una línea de segundo orden exterior y otra interior á cada una de las de primer orden, etc...

Se ve, por tanto, que el *polígono principal* se deberá determinar por la condición que deje tantos polígonos entre él y el centro del terreno como entre él y el contorno exterior; las líneas de primer orden por la condición que dejen dos veces más polígonos entre ellas y la línea principal como entre ellas y el contorno exterior ó el centro según sean exteriores ó interiores, lo que podemos enunciar.

El polígono principal deberá encerrar la parte central del terreno que se trata de relevar, su extensión será más ó menos la cuarta parte de la extensión total y su forma más ó menos la del contorno exterior.

Las líneas de primer orden serán una interior, la otra exterior al polígono principal, correrán como las de orden cualquiera, más ó menos paralelamente al contorno exterior, estarán á una distancia del centro ó del contorno más ó menos igual á la tercera parte de la distancia de los mismos al polígono principal.

Habrá cuatro líneas de segundo orden, etc., etc.

II. La serie de lados de los polígonos de orden n que unen una línea de orden $n - 1$ con una de orden n, conviene tomarla de modo que d sea lo menor posible, es decir, que los vértices que no se encuentran sobre las líneas n ó $n - 1$, hay que elegirlos *lo más cerca posible de la normal á la base del polígono* en que se apoya ó *de la bisectriz del ángulo* según arranque el primero de los lados considerados de un punto de la línea $n - 1$ entre dos vértices ó de un vértice de la misma.

III. La fórmula manifiesta que el radio de indeterminación crece

con el orden del vértice, si se consideran vértices de una misma serie de polígonos, puesto que á cada unidad del orden corresponde un término en Σ; por tanto cuando un polígono se puede relacionar con el sistema ya relevado de varios modos, habrá que *apoyarle con preferencia sobre las líneas más cercanas de la principal,* y se podrá apartar las líneas de primer orden de la principal un poco más de lo que queda indicado en I, las de segundo orden más cercanas de la principal se deberán apartar menos de las de primer orden, etc.

10. — *Observaciones sobre la fórmula*

Las relaciones (5) y (6) han sido obtenidas sin hacer hipótesis, *son fórmulas rigurosas aplicables á todos los casos.* Conviene advertir que del modo como hemos resuelto el problema hemos hecho implícitamente una *restricción* á la definición dada al principio. Hemos supuesto, en efecto, que se hacen coincidir primero un lado y un vértice del polígono principal con el lado y el vértice correspondiente del verdadero. Esa restricción se podría levantar sin dificultad, pero es natural dejarla que subsista, haciéndolo constar en el enunciado de la definición del plano exacto.

11. — *Observación relativa á los errores en las longitudes y en los ángulos*

A causa de la *constancia del signo de los errores en las longitudes medidas con la cinta* y de su propiedad de serles *sensiblemente proporcionales,* la red de líneas no será *sensiblemente deformada* por ellos como lo sería si provinieran los errores del taquímetro ú otro instrumento cualquiera; resulta, por lo tanto, que el empleo de la cinta es todo indicado, aun prescindiendo de las demás ventajas que tiene en el caso presente.

Son los errores en los ángulos los que producen *deformaciones sensibles* y se comprende que *si las correcciones ó compensaciones no se hacen según un método racional, los ζ, residuos del cierre y de las adaptaciones, puedan llegar á tener valores inadmisibles hasta el punto de inutilizar todos los trabajos.*

Cada mensura parcial se ha hecho con tolerancias r_i y M, y por tanto el *grado de exactitud* de cada una de ellas considerada sin relación á las demás es constante. Pero por las necesidades de la adaptación que se debe efectuar simultáneamente con el cierre, hay que introducir en las *medidas directas* ciertas modificaciones, por tanto el *grado de exactitud de cada mensura parcial,* tal como se encuentra en el plano, *depende del grado de exactitud de las anteriores;* es decir, que para llegar á un grado final de exactitud satisfactorio, las *mensuras parciales se deben hacer con tolerancias extremadamente pequeñas; no basta que el grado de exactitud de cada mensura parcial sea satisfactorio para que lo sea el resultado final.*

12. — *Comprobación de los resultados*

Una vez concluido el plano, el modo más natural de comprobar su exactitud será medir directamente la distancia l de dos puntos cualesquiera: la diferencia entre esa medida y la misma longitud calculada debe ser inferior á la suma de los radios de indeterminación de los dos puntos $r_p + r_q +$ el error en la medida, ó con más razón $2R + Ml$.

Vamos á demostrar que si queda satisfecha esa condición para todos los vértices relevados, lo es también para dos puntos cualesquiera.

En efecto, fácil es ver que para todos los puntos de una recta intermediaria entre dos vértices relevados, el radio de indeterminación será interior al mayor de los radios r_p ó r_q que corresponden respectivamente á los dos vértices; lo mismo se puede decir de una recta apoyándose sobre dos rectas relevadas : LM ó QR (fig. 1), y de una recta apoyándose sobre dos rectas análogas á las que acabamos de definir : NS, etc...

Podemos por tanto enunciar el teorema :

Los radios de indeterminación de los puntos interiores de un polígono cualquiera, definidos por rectas apoyándose unas sobre otras y no por ángulos, serán inferiores á los de los vértices del mismo polígono.

Distinguiremos los vértices en dos clases : un *vértice* será *independiente* cuando entre las líneas que de él arrancan no haya dos

en la prolongación una de otra. Los demás serán vértices secundarios.

Distinguiremos también las rectas en dos clases: una línea será independiente si lo es uno, á lo menos, de los dos vértices que la determinen; será secundaria si son secundarios los dos vértices.

Con esas definiciones podemos enunciar el teorema que antecede:

El radio de indeterminación de los vértices secundarios es siempre inferior al de los vértices independientes; ó de otro modo:

Si las indicaciones de la definición del plano exacto quedan cumplidas para una red de líneas independientes, lo son también para todas las secundarias.

Vemos en seguida la conclusión que podemos sacar de ese teorema:

En la construcción del canevás, convendrá tomar tantas líneas secundarias como sea posible.

13. — *Otra comprobación*

Si de un punto cualquiera, vértice independiente ó secundario, se mide el ángulo bajo el cual se ven dos puntos cualesquiera, independientes ó secundarios: la diferencia entre este ángulo y el valor calculado con los elementos del plano no debe pasar de un límite que vamos á determinar.

Sea U el punto desde el que se mide el ángulo bajo el cual se ven J y G (fig. 1). Sean ρ, ρ', ρ'' los radios de indeterminación de U, J, G, Tracemos las tangentes comunes á U', J' y U'G'; el ángulo calculado estará comprendido entre $J_1U_1G_1$ y $J_2U_2G_2$. Esos ángulos se diferencian en

$$2\left[\frac{\rho+\rho'}{l}+\frac{\rho+\rho''}{l'}\right].$$

Poniendo $JU = l$, $UG = l'$.

El ángulo medido, suponiéndolo rigurosamente exacto, es decir, corregido, estará comprendido también entre esos mismos ángulos. Por tanto

$$\text{áng. calcul.} - [\text{ang. observ.} \pm \text{corrección}] < 2\left[\frac{\rho+\rho'}{l}+\frac{\rho+\rho''}{l'}\right]$$

ó diferencia entre el ángulo calculado y el observado

$$< 2\left[\frac{\rho + \rho'}{l} + \frac{\rho + \rho''}{l'}\right] + \eta$$

y con más razón, esa diferencia será inferior á

$$4R\left[\frac{1}{l} + \frac{1}{l'}\right] + \eta.$$

14. — *Observación sobre las tolerancias*

Hemos visto que para construir el plano se deben adoptar tolerancias η y M *para los elementos medidos directamente*. Acabamos de ver que si se mide la distancia de dos puntos cualesquiera, la diferencia *entre esa medida y la longitud calculada* no puede pasar de

$$2R + Ml;$$

que si se mide el ángulo bajo el cual se ven dos puntos cualesquiera desde un tercero, la diferencia entre el *ángulo medido y el calculado* no puede pasar de

$$4R\left[\frac{1}{l} + \frac{1}{l'}\right] + \eta.$$

Esos límites, se podrían llamar *tolerancias en los elementos deducidos*. Son iguales respectivamente á las *tolerancias directas*, más una cantidad ¡constante para las longitudes y variable en cada punto del plano para los ángulos.

15. — *Resumen*

La fórmula que da el grado de exactitud final en función de los grados de exactitud de las mensuras parciales, nos ha suministrado reglas lo bastante precisas para que se pueda en cada caso parti-

cular determinar el polígono principal y los de diversos órdenes.

En el artículo 12 hemos hallado otra regla importantísima:

En la construcción del canevás conviene tomar cuantas líneas secundarias sea posible. Lo que se puede interpretar de otro modo: *el grado final de exactitud será tanto más satisfactorio cuanto menor sea el número de los ángulos medidos.*

Una vez establecido el canevás, las fórmulas darán todos los elementos necesarios para la resolución del problema.

Cada polígono se debe relevar con un grado de exactitud extremado, ya que lo disminuye la adaptación, y esa misma adaptación impide dar el grado final de exactitud hasta el fin de las operaciones.

Sin embargo, aunque este modo de adaptar y simultáneamente cerrar los polígonos sea racional, *se concibe que se puedan utilizar las relaciones que existen entre los errores en los ángulos en un mismo punto en vez de dejar que sean un obstáculo á las operaciones ó un perjuicio á su exactitud.* Este estudio será el objeto de un artículo ulterior.

Todas las reglas ó resultados á que hemos llegado parecen justificados á primera vista, y no hay que extrañarlo, pues no siempre son paradojas las conclusiones de la teoría.

16. — *Observaciones sobre el plano catastral de la Municipalidad*

El pretendido *Plano catastral* que se está llevando á cabo en la Municipalidad, se confecciona por el método de poligonación, pero nada tiene que ver con la definición de plano exacto que hemos dado al principio. El sentido común, sin necesidad de recurrir á teoría alguna basta y sobra para que nos podamos dar cuenta de lo absurdo de los procedimientos ó de la confusión que existe entre los términos que se emplean para indicar lo que se hace y lo que se cree hacer.

No se ha establecido plano general de operaciones. Se ha principiado en un punto cualquiera á relevar una manzana y se las sigue relevando metódicamente una por una.

Cada manzana se releva con independencia de las demás: se la encierra entre sus cuatro ó más líneas y en vez de utilizar estas líneas para las manzanas adyacentes, se toman para éstas, líneas

en absoluto independientes de las anteriores. En una palabra, se hace *un registro de mensuras parciales pero no un plano catastral.*

En atención á que se trata de polígonos de corta extensión, cierran siempre de un modo satisfactorio, pero se ve *cuán grande es la ilusión de los que se imaginan que la exactitud satisfactoria de esos resultados parciales permita concluir que se podrá con ellos elaborar un plano catastral exacto.*

Se podría, á la verdad, ya que la extensión relevada es pequeña, utilizar, *mediante modificaciones*, una parte de los trabajos ya hechos; pero una parte, y *una parte notable queda irremisiblemente perdida.* Naturalmente se da uno cuenta que cuanto más se tarde en aplicar el remedio, es decir, en *adoptar un método*, tanto más difícil se hará su aplicación, pudiendo llegar pronto el momento en que se haría del todo imposible.

TEORÍA DEL TRAZADO DE FERROCARRILES

CONFERENCIAS DADAS EN LA FACULTAD
DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES DE LA UNIVERSIDAD
DE BUENOS AIRES

Por ALBERTO SCHNEIDEWIND
Ingeniero Civil; Inspector General de Ferrocarriles Nacionales

(Continuación)

II

TRAZADO TÉCNICO

I

CLASIFICACIÓN DE LOS GASTOS DE EXPLOTACIÓN DE LOS FERROCARRILES

El trazado de un camino depende de las condiciones topográficas de la región por atravesar y de los medios de transporte por emplearse. De los diversos trazados que pueden ligar dos puntos debe preferirse aquel cuyos gastos de explotación sean un minimum.

Por lo tanto, es menester determinar la relación que existe entre los gastos de construcción y explotación de un camino y las condiciones altiplanimétricas del mismo, teniendo en cuenta que en un camino férreo, el motor es la locomotora.

Como veremos más adelante, conviene clasificar los gastos de explotación en :

a) *Gastos generales*, que no dependen de la magnitud del tráfico, ni de la extensión y clase de la línea;

b) *Gastos de vía y obras*, que comprenden los intereses del capital invertido en la construcción del ferrocarril, excluyendo estaciones y toda obra extraordinaria, y, además, los gastos de vigilancia de la vía, y reposición parcial del desgaste natural de la misma, debido únicamente á las intemperies y no al tráfico;

c) *Gastos de movimiento* (trenes), ó sea los que provienen de la magnitud del tráfico y de la longitud de la línea, independientemente de sus condiciones altiplanimétricas. Conviene subdividirlos en gastos de tráfico de *pasajeros* y de *carga*. Las unidades de que se hace uso, son respectivamente el *pasajero-kilómetro* y la *tonelada-kilómetro;*

d) *Gastos de tracción (locomotoras),* que varían con la magnitud del tráfico y las condiciones altiplanimétricas de la línea. En estos gastos se incluye los determinados por el desgaste de rieles, en su parte proporcional que corresponde al tráfico. La unidad relativa es el *kilómetro-locomotora*;

e) *Gastos de tráfico (estaciones),* que comprenden todos los originados por la entrega y recepción de las cargas, y son independientes de la clase de línea y condiciones del trazado.

Para la determinación de los gastos apuntados, consulté el segundo tomo de la *Estadística de los Ferrocarriles de la República Argentina*, correspondiente al año 1893, publicado recientemente por la Dirección de ferrocarriles nacionales.

II

GASTOS GENERALES

Estos, según la obra mencionada, importaban en 1893, para todos los ferrocarriles de la República:

		Pesos oro
1.	Directorio en el exterior..................	479.977
2.	Directorio local..................	114.174

3. Administración:	
Gerencia y contabilidad	806.084
Almacenes	126.514
Seguros y gastos judiciales	188.301
Servicio médico	21.162
Varios	240.353
Total	1.976.566

Siendo la longitud total de las líneas en explotación durante el año 1893, de 13.879, 3 kilómetros, estos gastos importan por kilómetro de vía :

	Pesos oro por kilómetro
1. Directorio en el exterior	34,58
2. Directorio local	8,22
3. Administración :	
Gerencia y contabilidad	58,07
Almacenes	9,11
Seguros y gastos judiciales	13,56
Servicio médico	1,52
Varios	17,31
Total	142,37

Estos gastos deben prorraterse entre los demás gastos de explotación, que, como hemos visto, son originados por vía y obras, movimiento, tracción y tráfico. La relación de la prorrata es respectivamente de 17 : 22 : 31 : 30. Por lo tanto, corresponderá proporcionalmente :

	$ oro por kilómetro
A Vía y obras	24,45
» Movimiento	31,35
» Tracción	43,40
» Tráfico	43,17
Total	142,37

III

GASTOS DE VIA Y OBRAS

El *costo de construcción (capital)* de los ferrocarriles argentinos es de $ oro 33.700 en término medio por kilómetro de vía. Teniendo en cuenta la relación existente para líneas cuyo presupuesto detallado se conoce, dicha suma puede prorratearse de la manera siguiente:

	$ oro por kilómetro
1. Expropiaciones	400
2. Movimiento de tierras	10.000
3. Alcantarillas	2.400
4. Puentes	3.000
5. Túneles	100
6. Vía permanente	5.400
7. Cercos y barreras	100
8. Señales	300
9. Edificios	5.100
10. Vías auxiliares	500
11. Talleres y galpones	900
12. Tren rodante	5.200
13. Telégrafo	300
Total	33.700

Esta subdivisión tiene un valor muy limitado para los efectos del trazado, de modo que poco importa que en realidad haya pequeñas diferencias en más ó en menos en los términos medios indicados.

Los gastos de *conservación* han importado durante el año 1893 las siguientes sumas:

	$ oro.
1. Personal superior	255.154
2. Peones camineros	1.213.147
3. Conservación de las obras de arte y telégrafo	455.302
4. Materiales para la conservación	247.787

De la partida 2ª hay que deducir la parte que corresponde á la conservación de vías auxiliares. Para determinar esa fracción, haremos la suposición, hasta cierto punto justificada, que su conservación importe sólo la mitad de la de la vía principal. Como había en explotación 13.879 kilómetros de vía principal y 1250 kilómetros de auxiliares, resulta que el gasto kilométrico de conservación fué $\frac{1.213.147}{13.879 + \frac{1250}{2}}$ = $ oro 83,64 por kilómetro; de modo que la suma que corresponde á la conservación de vías auxiliares es de $\frac{1250}{2}$. 83,64 = $ oro 52.300 por todo, valor que debe cargarse á *tráfico*.

Á la partida 4ª hay que agregar la parte correspondiente á la renovación de rieles, ó sea 1/3 de su renovación total cargándose las otras 2/3 partes á *tracción*. El capital de rieles importa, poco más ó menos, $ oro 30.000.000; de esto hay que deducir $ oro 10.000.000 valor del material viejo, quedando un saldo de $ oro 20.000.000, para cuya amortización en 30 años se necesita una suma anual de $ oro 250.000. De estos agregaremos un tercio á la partida 4ª, ó sea $ oro 83.333, considerando esa suma como necesaria para la renovación de rieles por desgaste debido á las intemperies y condiciones del suelo, y la parte restante la cargaremos á *tracción*.

Resultan entonces como sigue los gastos de vía y obras:

	$ oro.
1. Personal superior.....................	255.154
2. Peones camineros.....................	1.160.850
3. Conservación de las obras de arte y telégrafo..............................	455.302
4. Materiales para la conservación.........	331.140

Reduciendo ahora á un *kilómetro de vía* todos los valores consignados en este capítulo, resulta:

1° *Intereses del capital invertido en la construcción (al 5 %).*

	Por año y por kilómetro $ o o
Expropiación..........................	20
Movimiento de tierras..................	500
Alcantarillas..........................	120
Puentes...............................	150

Túneles	5
Telégrafo	15
Vía permanente	270
Cercos y barreras	5
Señales	15
Total	1.100

2° Conservación

	Por año y por kilómetro $ oro.
Personal superior	18,40
Peones para la conservación de la vía principal (excluyendo vías auxiliares).	83,64
Conservación de obras de arte y telégrafo	32,80
Materiales de conservación (incluyendo la 1/3 parte de renovación de rieles).	23,85
Parte proporcional de los gastos generales	24,45
Total	183,14

Ahora, si denominamos con A el capital kilométrico, i el interés, y U, los gastos de conservación por kilómetro, los gastos de vía importarán por año y por kilómetro :

$$Ai + U \qquad (1)$$

ó sea en término medio por año y por kilómetro

$$Ai + U = 1100 + 183 = 1283 \text{ pesos oro.} \qquad (2)$$

IV

GASTOS DE MOVIMIENTO (TRENES)

Estos gastos se subdividen en los que corresponden al servicio de pasajeros y al de carga. Como en las publicaciones oficiales no se hace esta distinción, es necesario establecer las proporciones

por medio de coeficientes que representen esa relación con mayor ó menor exactitud. Los valores que aquí deben tenerse en cuenta son los siguientes:

1° *a) Intereses del capital invertido en vehículos:*

	Pesos oro
Valor de los coches de pasajeros.....	12.300.000
Valor de los wagones de carga.......	30.900.000

Es decir, que la relación entre estos dos valores es de 1 á 2,5.

Deduciremos un 15 °/₀ de estos valores, que cargaremos á *tráfico,* por la demora de trenes en las estaciones.

b) Intereses del capital invertido en talleres y galpones :

El capital de talleres y galpones, importa pesos oro 900 por kilómetro de vía. De esta suma cargaremos 50 (1 — 0,15) °/₀ = 42,5 °/₀ á *movimiento,* 50 (1 — 0,20) °/₀ = 40 °/₀ á *tracción,* y el resto, ó sea 17,5 °/₀ á *tráfico.*

2° *Gastos del servicio de movimiento:*

a) Personal superior, pesos oro 87.146. De esta suma corresponde un 15 °/₀ á *tráfico,* por la demora de trenes en las estaciones;

b) Guardas y conductores, pesos oro 467.086, menos 15 °/₀ á *tráfico;*

c) Lubrificación, pesos oro 107.648, menos 15 °/₀ á *tráfico;*

d) Alumbrado de coches, pesos oro 17.037, menos 15 °/₀ á *tráfico* (correspondiendo esta partida sólo al servicio de pasajeros);

e) Varios é indemnizaciones, pesos oro 350.290, menos 15 °/₀ á *tráfico;*

f) Personal de talleres, pesos oro 656.812. De esta suma hay que deducir 15 °/₀ para *tráfico* (maniobras, demoras, etc.), y además repartirla en la proporción 1,3 : 1, correspondiente al servicio respectivo de pasajeros y de carga;

g) Materiales para la conservación del tren rodante, pesos oro 344.783. También deduciremos de esta suma un 15 °/₀ para *tráfico,* y el resto lo repartiremos en la proporción indicada de 1,3 á 1;

h) Renovación de vehículos. El valor efectivo que representan los vehículos, en general, es de pesos oro 43.182.000. Para amortizar este capital en veinte años, se requiere la suma anual de pesos oro 1.295.000, de los cuales corresponden, más ó menos, á coches

pesos oro 315,000 y á wagones de carga, pesos oro 980.400. De esos totales deduciremos el 15 °/₀ que corresponde á *tráfico*.

El trabajo verificado en el transporte de los pasajeros y cargas, ué en el año 1893 :

	Tonelada-kilómetro
Peso útil de pasajeros........	56.100.000
— muerto................	765.900.000
Total peso bruto.........	822.000.000
Peso útil de carga...........	1.059.160.000
— muerto................	1.668.060.000
En total peso bruto	2.727.200.000

Es decir en total para pasajeros y carga:

Peso bruto de pasajeros	822.000.000
— — carga.........	2.727.200.000
Total..................	3.549.200.000

Resulta entonces :

1° *Intereses del capital :*

	Por tonelada-kilómetro de peso bruto, cent. oro	
	Pasajeros	Carga
a) Vehículos..	0,0180	0,0452
b) Talleres y galpones.....	0,0008	0,0008
Total..........	0,0188	0,0460

2° *Servicio de movimiento :*

a) Personal superior......	0,0021	0,0021
b) Guardas y conductores..	0,0112	0,0112
c) Lubrificación..........	0,0026	0,0026
d) Alumbrado de coches ...	0,0017	»
e) Varios................	0,0079	0,0079
f) Personal de talleres.....	0,0090	0,0070
g) Materiales para la conservación.................	0,0047	0,0036
h) Renovación de vehículos.	0,0325	0,0306
i) Parte proporcional de los gastos generales......	0,0122	0,0122
Total..........	0,0839	0,0772

Tendremos, pues, un total de :

	Por tonelada-kilómetro de peso bruto, cent. oro	
	Pasajeros	Carga
1° *Intereses*...............	0,0188	0,0460
2° *Servicio de movimiento*..	0,0839	0,0772
Total..........	0,1027	0,1232

Para obtener de estos valores el costo de movimiento por tonelada-kilómetro de peso útil, hay que multiplicarlos por el *coeficiente de carga*

$$b = \frac{\text{peso bruto}}{\text{peso útil}}. \qquad (3)$$

Este coeficiente importa, en término medio, para pasajeros :

$$b = \frac{822.000.000}{56.000.000} = 14{,}6. \qquad (4)$$

Lo que quiere decir que para arrastrar 1 tonelada de peso útil de pasajeros, hay que poner en movimiento 14,6 toneladas de peso bruto. Como se calcula el peso de un pasajero á razón de 100 kilógramos (incluso equipaje), corresponden 10 pasajeros á 1 tonelada de peso útil, ó sea 1,46 toneladas de peso bruto por pasajero. De aquí resulta un costo de movimiento por pasajero-kilómetro de

$$1{,}46 \,.\, 0{,}1027 = 0{,}15 \text{ cent. oro.} \qquad (5)$$

Para carga $b = \dfrac{2.727.200.000}{1.059.160.000} = 2{,}57$ cent. oro. (6)

De modo que el costo de movimiento por tonelada-kilómetro de carga importará

$$2{,}57 \,.\, 0{,}1232 = 0{,}32 \text{ centavos oro.} \qquad (7)$$

Según la estadística de los ferrocarriles de 1893, á un eje de wagón, corresponden, en término medio, 3,685 toneladas de carga máxima y 2,422 toneladas de peso muerto. Por consiguiente, para diversas

utilizaciones x de la capacidad de carga en por ciento, tendremos los siguientes coeficientes b de carga :

Por ciento	Para carga	Para pasajeros	
x = 100	b = 1,65	b_1 = 0,45	(8)
90	1,73	0,49	
80	1,82	0,54	
70	1,94	0,60	
60	2,10	0,68	
50	2,32	0,80	
40	2,64	0,97	
30	3,19	1,27	
20	4,29	1,85	
10	7,57	3,60	
0	∞	∞	

correspondiendo á 1 eje de coche de pasajero, en término medio, un peso muerto de 4,67 toneladas, y una capacidad de carga de 13,36 pasajeros.

V

GASTOS DE TRACCIÓN (LOCOMOTORAS)

Para clasificar estos gastos, conviene subdividirlos en *directos* é *indirectos*. Estos son independientes del trabajo verificado *(recorrido)* y comprenden: los intereses del capital invertido en la compra de las locomotoras; 50 °/₀ de los intereses del capital invertido en talleres y galpones; personal superior de tracción, maquinistas, foguistas, pasaleñas y limpiadores; parte de los gastos de conservación de las locomotoras ($^1/_3$), de los gastos de renovación de las mismas ($^1/_3$), de los gastos de lubrificación ($^1/_3$), y una parte de los gastos generales. Los gastos directos son proporcionales al trabajo verificado *(recorrido)* y comprenden los gastos de alimentación, parte de la conservación ($^2/_3$), de la renovación ($^2/_3$), de la lubrificación ($^2/_3$), de la renovación de rieles ($^2/_3$) y la parte proporcional delos gastos generales.

Estos gastos conviene reducirlos á 1 kilómetro-locomotora, haciendo distinción del servicio de pasajeros y de carga.

El recorrido de locomotoras, durante el año 1893, fué de 25.240.704 kilómetros, entrando en este total, poco más ó menos, por partes iguales, el servicio de las locomotoras de pasajeros y de carga.

Los gastos fueron los siguientes :

1° *Gastos indirectos de tracción*

a) Intereses del capital invertido en locomotoras (al 5 %). Existían en 1893, 460 locomotoras de pasajeros de dos ejes, 520 mixtas de tres y 55 de carga, de cuatro ejes acoplados, cuyo valor asciende, más ó menos, á pesos oro 13.875.000. El valor de una locomotora de carga supera en un 20 % aproximadamente al de una de pasajeros.

Como ha sido ya indicado en el capítulo anterior, una parte de este valor se carga á *tráfico,* para compensar los gastos provenientes de la demora de los trenes en las estaciones;

b) Intereses del capital invertido en talleres y galpones (véase el capítulo anterior);

c) Personal superior de tracción, maquinistas, foguistas, pasaleñas y limpiadores. Se gastó pesos oro 967.152, de los cuales 20 % se cargarán á *tráfico;*

d) Los gastos de conservación de locomotoras importaron pesos oro 978.116. De estos tendremos en cuenta $^1/_3$parte (menos el 20 % para *tráfico*), repartiéndola entre pasajeros y carga en la relación de 1 á 1,15;

e) Los gastos de renovación de locomotoras importan anualmente pesos oro 660.714, cuyo valor corresponde á la amortización en quince años del capital de pesos oro 13.875.000. Sólo tendremos en cuenta $^1/_3$ parte como gasto indirecto, menos el 20 % para *tráfico,* y la repartiremos como anteriormente, en la relación 1 : 1,15;

f) En lubrificación se gastó pesos oro 221.523. De esta suma corresponde la $^1/_3$ parte á gastos indirectos, menos el 20 % para *tráfico;*

g) Como *parte proporcional de los gastos generales* corresponden pesos oro 14,10 por kilómetro de vía á gastos indirectos de tracción (véase capítulo II).

2° *Gastos directos de tracción*

a) Combustible y agua. En 1893, se gastó pesos oro 1.892.138. De esta suma cargaremos 20 $^{o}/_{o}$ á *tráfico* (por demoras de trenes, maniobras, etc.), y el resto lo repartiremos entre pasajeros y carga en la relación 1 : 1.15;

b) Conservación, $^{2}/_{3}$ partes del total (véase 1 *d*);

c) Renovación, $^{2}/_{3}$ partes del total (véase 1 *c*);

d) Lubrificación, $^{2}/_{3}$ partes del total (véase 1 *f*);

e) Renovación de rieles, $^{2}/_{3}$ partes del total (véase capítulo III);

f) Parte proporcional de los gastos generales, pesos oro 29,30 por kilómetro de vía (véase 1 *g,* y además capítulo II).

Si reducimos ahora los valores anotados á un kilómetro de recorrido de locomotoras, obtendremos el siguiente resultado :

1° *Gastos indirectos*

A. Intereses :

	Por kilómetro de locomotoras en centavos oro	
	Pasajeros	Carga
a) Del capital invertido en locomotoras (al 5 $^{o}/_{o}$)...........	1,3651	1,6460
b) Del capital en galpones y talleres (50 $^{o}/_{o}$ del total)......	0,0990	0,0990
Total...............	1,4641	1,7450

B. Servicio de tracción :

	Pasajeros	Carga
a) Personal superior de tracción, maquinistas, foguistas, pasaleñas y limpiadores....	3,0651	3,0651
b) $^{1}/_{3}$ parte de la conservación.	0,9302	1,1370
c) — renovación...	0,3200	0,3780
d) — lubrificación.	0,2340	0,2340
e) Parte proporcional de los gastos generales..............	0,6323	0,6323
Total...............	5,1816	5,4464

2° *Gastos directos*

	Por kilómetro de locomotoras en centavos oro	
	Pasajeros	Carga
a) Combustible y agua	5,9971	5,9971
b) $^2/_3$ parte de la conservación .	1,8605	2,2739
c) — — renovación ..	0,6400	0,7560
d) — — lubrificación.	0,4681	0,4681
e) — — renovación de rieles	0,5283	0,5283
f) Parte proporcional de los gastos generales..............	1,6111	1,6111
Total...............	11,1051	11,6345

Resumen :

Gastos indirectos por kilómetro-locomotora................	6,6457	7,1914
Gastos directos por kilómetro-locomotora................	11,1051	11,6345
Total general........	17,7508	18,8259

Los gastos directos hallados corresponden al *trabajo efectivo* (tracción $\times$ camino), verificado por las locomotoras, por kilómetro recorrido. Según el cuadro de utilización de la estadística de 1893, la tracción media efectiva de las locomotoras, deducida del carbón y leña consumidos, fué de 1,1 toneladas. Por lo tanto, para una tracción media de 1 tonelada, el gasto de tracción fué :

Para pasajeros :

$$\frac{11,1051}{1,1} = 10,096 \text{ cent. oro}; \tag{9}$$

Para carga :

$$\frac{11,6345}{1,1} = 10,577 \text{ cent. oro}. \tag{10}$$

Luego, si indicamos con B los gastos generales de tracción, con

B_0 los indirectos, con a los directos por tonelada-kilómetro y con Z el esfuerzo de tracción, tendremos :

$$B = B_0 + aZ; \qquad (11)$$

ó sea, sustituyendo los valores :

por kilómetro-locomotora de pasajeros

$$B = 6,7 + 10,1Z \text{ cent. oro}; \qquad (12)$$

y por kilómetro-locomotora de carga

$$B = 7,2 + 10,6Z \text{ cent. oro}. \qquad (13)$$

VI

GASTOS DE TRÁFICO (ESTACIONES)

Estos comprenden los intereses del capital invertido en la construcción de edificios y vías auxiliares, los gastos de conservación de los mismos, los sueldos para el personal de las estaciones y el superior de tráfico, la conservación de los edificios, publicación de avisos, materiales y formularios, los gastos producidos por la demora y maniobra de los trenes en las estaciones, que se computarán en un 15 °/o de los gastos del servicio de movimiento y 20 °/o de los gastos de tracción. Comprenden, además, la parte proporcional de los gastos generales.

Conviene expresar estos gastos de tráfico en tonelada-kilómetro de peso bruto, tanto para pasajeros como para la carga.

Según lo demuestra la experiencia, las vías auxiliares son utilizadas en una $^1/_3$ parte por los trenes de pasajeros y en $^2/_3$ por los de carga.

La demora de los trenes de pasajeros y de carga se computará en la relación de 1 á 1,5 respectivamente.

Los gastos de tráfico importaban, según la estadística de 1893 :

1° *Intereses.* El capital convertido en edificios por kilómetro de vía, fué de pesos oro 5100 y el correspondiente á vías auxiliares, pesos oro 500 ;

2° *La conservación de vías auxiliares* importa, según el capítulo II, pesos oro 52.300 por año;

3° *Personal superior de tráfico,* pesos oro 193.111;

4° *Personal de estaciones,* pesos oro 1.526.712;

5° *Conservación de edificio,* pesos oro 258.919;

6° *Formularios, impresos, publicaciones,* pesos oro 384.277;

7° *Gastos de movimiento* (véase capítulo 4°);

8° *Gastos de tracción,* (véase capítulo 5°);

9° *Gastos generales* (véase capítulo 2°).

Reduciendo estos valores á tonelada-kilómetro de peso bruto, se obtiene para servicio de pasajeros y de carga:

1° *Intereses (al 5 °/₀):*

	Cent. oro por 1 tonelada-kilómetro de peso bruto	
	Pasajeros	Carga
a) Edificios....................	0,0997	0,0997
b) Vías auxiliares	0,0065	0,0130
Total.................	0,1062	0,1127

2° *Servicio de las estaciones:*

	Pasajeros	Carga
a) Conservación de las vías auxiliares......................	0,0005	0,0010
b) Personal superior de tráfico..	0,0054	0.0054
c) — de estaciones.......	0,0430	0,0430
d) Conservación de edificios....	0.0073	0,0073
e) Publicaciones, avisos, alumbrado, formularios..........	0,0108	0,0108
f) Gastos producidos por la demora y maniobras de los trenes en las estaciones:		
15 °/₀ de los gastos de movimiento	0,0105	0,0175
20 °/₀ — tracción...	0,0206	0,0344
g) Parte proporcional de los gastos generales..............	0,0168	0,0168
Total................	0,1149	0,1362
Total general.........	0,2211	0,2489

Teniendo ahora en cuenta los coeficientes medios de carga respectivos, los gastos de tráfico resultan en término medio:

Por 1 pasajero-kilómetro

$$0,2211 \; . \; 1,46 = 0,32 \text{ cent. oro.} \qquad (14)$$

Por 1 tonelada-kilómetro de carga util

$$0,2489 \; . \; 2,57 = 0,64 \text{ cent. oro.} \qquad (15)$$

VII

RESISTENCIA Á LA TRACCIÓN

1° *Pendientes*. — Sean : Q el peso del tren ;
α la inclinación de vía ;
f el coeficiente de frotamiento ;
W la tracción.

Para que se produzca el equilibrio es necesario que sea llenada la condición :

$$W = Q \operatorname{sen} \alpha + fQ \cos \alpha$$

siendo ahora $f = \frac{1}{m}$, $\operatorname{tang} \alpha = \frac{1}{n}$,

resulta : $W = Q \cos \alpha \, (\operatorname{tang} \alpha + f)$

$$W = Q \left(\frac{1}{n} + \frac{1}{m}\right)$$

puesto que siendo siempre α muy pequeña, puede hacerse $\cos \alpha = 1$.

Para $\operatorname{tang} \alpha = \frac{1}{40}$ tenemos :

$$\cos \alpha = 0,99969n = 1,00.$$

Para la subida de una rampa tenemos :

$$W_r = Q \left(\frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right).$$

Para bajar una pendiente :

$$W_p = Q\left(\frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right).$$

Por lo tanto :

$$W_r + Q_p = Q\left(\frac{1}{m} + \frac{1}{n} + \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) = \frac{2Q}{m}.$$

Si s es la longitud de la rampa ó pendiente, el trabajo mecánico para bajar ó subir será :

$$W_r \, . \, s = Q\left(\frac{1}{m} + \frac{1}{n}\right) s$$

$$W_p \, . \, s = Q\left(\frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) s$$

y por tanto $$s\,(W_r + W_p) = 2\,\frac{Qs}{m}. \qquad [h]$$

Es decir, que mientras $\frac{1}{n} < \frac{1}{m}$, el trabajo mecánico de un tren en pendiente es, para ida y vuelta, igual al trabajo mecánico en la horizontal.

Si $\frac{1}{n} > \frac{1}{m}$, hay en la bajada un exceso de trabajo mecánico (negativo) que debe destruirse mediante la aplicación conveniente de los frenos. Lo que quiere decir que la fórmula [h] sólo es exacta para :

$$\frac{1}{n} \leq \frac{1}{m}.$$

2° *Curvas.*—La resistencia de las curvas sólo puede determinarse empíricamente.

Los elementos perjudiciales que aumentan la resistencia en las curvas son :

1° El radio ;
2° La distancia fija de los ejes de los vehículos ;
3° La velocidad del tren ;
4° La elevación del riel exterior sobre el interior ;

5° La conicidad de las llantas ;

6° La forma del hongo del riel ; y

7° El juego de las ruedas entre los rieles.

1° Las curvas producen una fuerza centrífuga, la que contribuye á aumentar la presión del vehículo sobre el riel y, por tanto, el rozamiento.

Porque el arco exterior es mayor que el interior, lo que hace necesario un desarrollo desigual del perímetro de las ruedas, siendo el número de vueltas ó rotaciones de la rueda exterior mayor que el de la interior.

2° La mayor distancia de los ejes, aumenta relativamente la excentricidad de ellas.

3° La velocidad aumenta la fuerza centrífuga, y con ella la resistencia de frotamiento de las pestañas con el riel.

4° á 7°. Son de menor influencia, pero causan también aumento de resistencias.

La resistencia de las curvas puede calcularse de diferentes maneras.

Según Redtenbacher :

$$W = f \cdot Q \cdot \frac{b + l}{2\rho}. \qquad (16)$$

Significando : f coeficiente de frotamiento entre ruedas y riel ;
Q peso del tren en kilógramos ;
b trocha de la línea en metros ;
W resistencia en kilógramos ;
l distancia máxima de los ejes fijos en metros ;
ρ radio de curvatura en metros.

Ejemplo :

$$f = 0{,}01\,; \qquad Q = 12.000 \text{ kilóg.}\,; \qquad h = 1 \text{ metro}\,;$$

$$l = 5 \text{ metros}\,; \qquad \rho = 300 \text{ metros}\,;$$

resulta :

$$W = 0{,}01 \;.\; 12.000 \frac{1 + 5}{2 \;.\; 300} = \frac{120 \;.\; 6}{600} = 1{,}2 \text{ kilóg.}$$

Esta fórmula tiene una aplicación muy limitada, pues sólo es aplicable á vehículos aislados.

La siguiente fórmula de Launhardt

$$W = Q\left(\frac{1,7}{\rho} - 0,002\right) \qquad (17)$$

tiene una aplicación más general y permite determinar el radio de influencia nula en la resistencia. En este caso, siendo $W = 0$, resulta :

$$Q\left(\frac{1,7}{\rho} - 0,002\right) = 0;$$

ó bien

$$\rho = \frac{1,7}{0,002} = 850 \text{ metros},$$

lo cual quiere decir que las curvas de radio mayor de 850 metros no aumentan la resistencia á la tracción, esto es, no son perjudiciales.

Según otros autores, la resistencia puede calcularse por la fórmula

$$W = 0,76\,\frac{1}{\rho}\,Q. \qquad (19)$$

Una fórmula muy usada por los ingenieros ingleses, es la siguiente :

$$W = \frac{Q}{\rho}. \qquad (20)$$

Las curvas ejercen una acción más perjudicial que las pendientes, porque mientras estas se compensan, aquellas ejercen su acción nociva en toda dirección.

3° *Reacción del aire.* — La reacción que ejerce el aire sobre un tren, produce un movimiento lateral en los coches, normal al eje de la vía. Esta circunstancia, por una parte, y la conicidad de las ruedas, por la otra, hace que estas giren sobre radios diferentes por lo cual los caminos recorridos son desiguales, produciéndose así un movimiento de patinación y, por consiguiente, un aumento de frotamiento.

Sean : v la velocidad del tren ;
u la del viento;

φ el ángulo del viento con el eje de la vía ;
a_1 un coeficiente experimental ; y
A_f la superficie de frente expuesta al viento ;

tendremos : $$W_1 = a_1 \, . \, A_f (v + u \cos \varphi)^2. \qquad (21)$$

Si el viento obra en dirección paralela á la del movimiento del tren, $\varphi = 0$ y $\cos \varphi = 1$; por consiguiente :

$$W_1 = a_1 \, A_f (v + u)^2. \qquad (22)$$

Para $u = 0$, tendremos :

$$W_1 = a_1 \, . \, A_f v^2. \qquad (23)$$

La reaccion del viento, normal al movimiente del tren, es :

$$D = a_2 \, A_n (u \text{ sen } \varphi)^2. \qquad (24)$$

Esta presión D hace que las ruedas se eleven de una cantidad $h : 2$ en un lado, y bajen $h : 2$ por el otro, de modo que giran sobre diámetros de $2R + h$ y $2R - h$. Siendo h el ancho de la vía y Q el peso del tren, tendremos entonces, aproximadamente :

$$Q \text{ sen } \alpha = D \cos \alpha$$

$$\therefore \quad \frac{D}{Q} = \frac{\text{sen } \alpha}{\cos \alpha} = \text{tang } \alpha$$

$$\frac{D}{Q} = \frac{h}{b},$$

por consiguiente :

$$h = b \frac{D}{Q} = \frac{b}{Q} a_2 \, A_n (u \text{ sen } \varphi)^2. \qquad (25)$$

Ahora bien, cuando dos ruedas de diferente diámetro y unidas por un mismo eje fijo empiezan á girar, á causa del diferente camino que están obligadas á recorrer, se produce una resistencia por el frotamiento de patinación, además del de rotación.

Llamemos : W_2 la resistencia producida por el movimiento de patinación ;

[redacted]

ANALES

DE LA

SOCIEDAD CIENTÍFICA ARGENTINA

SEPTIEMBRE, 1895. — ENTREGA III. — TOMO XL

PUNTOS Y PRECIOS DE SUSCRICION

LOCAL DE LA SOCIEDAD, ZEBALLOS 269, Y PRINCIPALES LIBRERÍAS

Por mes, en la Capital, Interior y Exterior, incluso porte........................ $ m/n 1.50
Por año, en la Capital, Interior y Exterior incluso porte........................ » 12.00

La suscricion se paga anticipada

BUENOS AIRES
PABLO E. CONI É HIJOS, ESPECIAL PARA OBRAS
680 — CALLE PERÚ — 680

1895

INDICE DE LA PRESENTE ENTREGA

A LOS SÓCIOS

Se ruega á los señores sócios comuniquen á la Secretaría de la Sociedad su ausencia, cambio de domicilio, etc., y cualquier irregularidad en el reparto de los *Anales* ó cobro de la cuota.

Se ruega tambien á los que tengan en su poder obras prestadas pertenecientes á la Biblioteca de la Sociedad, se sirvan devolverlas á la brevedad posible, á fin de anotarlas en el catálogo.

Q el peso que gravita sobre un eje $\left(\text{sobre cada rueda será } \frac{Q}{2}\right)$;

f_0 el coeficiente de frotamiento.

Según lo expuesto anteriormente, una de las ruedas tiene el diámetro $2R + h$ y la otra $2R - h$; por consiguiente, tenemos:

$$2\pi R \,.\, W_2 = \pi\,[(2R + h) - (2R - h)]\, f_0 \frac{Q}{2}$$

$$RW_2 = h\, f_0 \frac{Q}{2},$$

ó sea

$$W_2 = \frac{f_0 Q}{2R}\, h. \qquad (26)$$

Combinando la (26) con la (25), resulta:

$$W_2 = a_2\, f_0\, \frac{A_n b}{2R}\,(u \text{ sen } \varphi)^2. \qquad (27)$$

Cuando el viento lateral es muy fuerte, las pestañas frotan á su vez con los rieles, aumentando aún más las resistencias.

Finalmente, se produce una tercera resistencia á causa del frotamiento de los costados del tren con el aire. Esta resistencia W_3, es:

$$W_3 = a_3\, A_n\,(v \pm u \cos \varphi). \qquad (28)$$

Por consiguiente, la pérdida de tracción, á causa de la resistencia del aire, es:

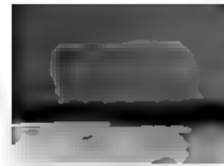
$$W = W_1 + W_2 + W_3,$$

esto es

$$W = a_1 A_f (v \pm u \cos \varphi)^2 + a_2 f_0 \frac{A_n b}{2R}(u \text{ sen } \varphi)^2 + a_3 A_n (v \pm u \cos \varphi). \; (29)$$

Según los ensayos hechos por Veuillemin, Dieudonné y Guebhard, en el ferrocarril del Este, resulta la resistencia del aire:

Para velocidad de	32 á 50........	$W = 0{,}009\ Av^2$
—	50 á 65........	$W = 0{,}006\ Av^2$
—	70 á 80........	$W = 0{,}004\ Av^2$



JUNTA DIRECTIVA

INDICE DE LA PRESENTE ENTREGA

A LOS SÓCIOS

Se ruega á los señores sócios comuniquen á la Secretaría de la Sociedad su ausencia, cambio de domicilio, etc., y cualquier irregularidad en el reparto de los *Anales* ó cobro de la cuota.

Se ruega tambien á los que tengan en su poder obras prestadas pertenecientes á la Biblioteca de la Sociedad, se sirvan devolverlas á la brevedad posible, á fin de anotarlas en el catálogo.

Q el peso que gravita sobre un eje $\left(\text{sobre cada rueda será } \frac{Q}{2}\right)$;

f_0 el coeficiente de frotamiento.

Según lo expuesto anteriormente, una de las ruedas tiene el diámetro $2R + h$ y la otra $2R - h$; por consiguiente, tenemos:

$$2\pi R \,.\, W_2 = \pi\,[(2R + h) - (2R - h)]\, f_0 \frac{Q}{2}$$

$$RW_2 = h\, f_0 \frac{Q}{2},$$

ó sea

$$W_2 = \frac{f_0 Q}{2R}\, h. \qquad (26)$$

Combinando la (26) con la (25), resulta:

$$W_2 = a_2\, f_0\, \frac{A_n b}{2R}\, (u \operatorname{sen} \varphi)^2. \qquad (27)$$

Cuando el viento lateral es muy fuerte, las pestañas frotan á su vez con los rieles, aumentando aún más las resistencias.

Finalmente, se produce una tercera resistencia á causa del frotamiento de los costados del tren con el aire. Esta resistencia W_3, es:

$$W_3 = a_3\, A_n\, (v \pm u \cos \varphi). \qquad (28)$$

Por consiguiente, la pérdida de tracción, á causa de la resistencia del aire, es:

$$W = W_1 + W_2 + W_3,$$

esto es

$$W = a_1 A_f (v \pm u \cos\varphi)^2 + a_2 f_0 \frac{A_n b}{2R} (u \operatorname{sen} \varphi)^2 + a_3 A_n (v \pm u \cos \varphi). \qquad (29)$$

Según los ensayos hechos por Veuillemin, Dieudonné y Guebhard, en el ferrocarril del Este, resulta la resistencia del aire:

Para velocidad de	32 á 50........	$W = 0{,}009\, Av^2$
—	50 á 65........	$W = 0{,}006\, Av^2$
—	70 á 80........	$W = 0{,}004\, Av^2$

Donde : A es el frente en metros cuadrados;
v la velocidad en kilómetros por hora; y
W la resistencia en kilógramos.

4° *Resistencia producida por el frotamiento del eje (frotamiento de rotación).* — Sean : r el radio del eje;
R el de la rueda ;
f_e coeficiente de frotamiento ;
Q reacción sobre el muñón, tendremos :

$$WR = f_e Q r$$

$$W = f_e Q \frac{r}{R}. \qquad (30)$$

Según ensayos hechos en los talleres de Hannover, resulta que f_e es independiente de Q é igualmente de la velocidad de rotación y de la superficie de apoyo. Que para cajas de bronce lubrificadas con aceite $f_e = 0{,}01$, de modo que, como generalmente $\frac{r}{R} = \frac{1}{12}$,

$$W = 0{,}00083\ Q. \qquad (31)$$

Según ensayos de Veuillemin, Dieudonné y Guebhard :

$$f_e = 0{,}018.$$

Es natural que f_e debe cambiar mucho con el sistema de engrase, habiéndose constatado que el engrase líquido produce un frotamiento 20 °/₀ menor que el sólido.

5° *Frotamiento de rodadura.* — Según Pambour, la resistencia de frotamiento de rodadura, referida á la circunferencia de la rueda, es :

$$W = f_r \frac{Q}{R}. \qquad (32)$$

Siendo : Q la reacción sobre una rueda ;
R el radio de la rueda ; y
f_r el coeficiente de frotamiento de rodadura.

Según los ensayos del mismo Pambour, es $f_r : R = 0,001$, de modo que

$$W = 0,001\ Q. \qquad (33)$$

El modo de producirse esta reacción puede explicarse por la figura 32. Si la rueda fuera completamente elástica, se aplanaría en la superficie de contacto *ab*; si el riel fuera completamente elástico, se encorvaría de modo de tocar á la rueda según la línea *acb*. Pero, como ninguno de estos casos tiene lugar, prodúcese una deformación en ambos, y el contacto se verifica según la curva *ac'b*. Este trabajo de deformación equivale á la resistencia de rodadura. f_r variará, pues, con la clase de material de que están hechos el riel y la rueda.

6° *Reacción producida por los desperfectos de la vía.* — Estos producen oscilaciones verticales ú horizontales en los vehículos. La pérdida de trabajo mecánico por la separación de los rieles, es de una influencia esencial cuando el tren camina con gran velocidad. Según Weisbach, ella está representada por la fórmula

$$W = Q\,\frac{e^2}{R^2} \cdot \frac{v^2}{2g}. \qquad (34)$$

Donde : Q peso del vehículo sobre cada eje ;
e huelgo máximo entre dos rieles consecutivos ;
R radio de la rueda ;
v velocidad del tren ;
g la gravedad.
Siendo :

$$Q = 2000 \text{ kig.}, \qquad e = 0,008 \text{ m.}, \qquad R = 0,50 \text{ m.},$$

$$v = 20 \text{ m.}, \qquad g = 9,80 \text{ m.},$$

se tiene $$W = \frac{2000\ .\ 0,000064\ .\ 400}{0,25 \times 19,60} = 10 \text{ kig. m.}$$

En resumen, la suma de las resistencias parciales enumeradas dará la total del tren, bajo la forma general

$$W = A + Bv + Cv^2 + D\frac{1}{x}. \qquad (35)$$

Donde : A es un coeficiente independiente de v y representa :

a) el rozamiento del eje ;

b) el de rodadura ; y

c) la acción lateral del viento ;

B un coeficiente que, si teóricamente, es difícil de deducir, es palpable en la práctica, y representa la pérdida de esfuerzo de tracción debido á los movimientos de serpenteo, arfada y balanceo, los que, como es sabido, tienen por causa las irregularidades inherentes á toda vía férrea ;

C un coeficiente que representa las pérdidas de tracción debidas al rozamiento de los vehículos con el aire, á la reacción del viento de frente, al huelgo entre los carriles sucesivos, etc. ;

D es un coeficiente de resistencia debido á las pendientes.

Para determinar, en general, los coeficientes A, B, C, D, se hizo una serie de ensayos en la línea de Cöln-Minden, con un tren especial, y se obtuvieron las fórmulas siguientes :

Para la resistencia total de frotamiento :

$$W = \frac{P}{1000}(1 + 0{,}04v). \qquad (36)$$

Para la resistencia del tren sin locomotora :

$$W = \frac{P}{1000}\left(1 + 0{,}04v + \frac{1000}{x}\right). \qquad (37)$$

Para la resistencia de la locomotora :

$$W = \frac{Q}{1000}\left(12 + 0{,}0044v^2 + \frac{1000}{x}\right). \qquad (38)$$

Para la resistencia total del tren, equivalente á la fuerza de tracción z :

$$z = \frac{P}{1000}\left(1 + 0{,}04v + \frac{1000}{x}\right) + \frac{Q}{1000}\left(\alpha + 0{,}0044v^2 + \frac{1000}{x}\right). \qquad (39)$$

El coeficiente α es diferente, según que se trate de locomotoras de 1, 2, 3, y 4 ejes motores, siendo :

Locomotoras de 1 eje motor		....	$\alpha = 6$
—	2 ejes acoplados	......	$\alpha = 8$
—	3 —	......	$\alpha = 12$
—	4 —	......	$\alpha = 18$

Se deduce :

$$x = \frac{P + Q}{z - \frac{P}{1000}(1 + 0{,}04v) - \frac{Q}{1000}(12 + 0{,}0044v^2)}. \quad (40)$$

Donde : P es el peso del tren ;

Q el de la locomotora ;

v la velocidad del tren en kilómetros por hora ;

x la longitud de vía que alcanza en proyección horizontal el desnivel de un metro.

La ecuación (40) nos permite calcular la pendiente en la cual un tren puede bajar por su propio peso con una velocidad v. En este caso, la fuerza de tracción $z = 0$, ó sea :

$$x = -\frac{P + Q}{\frac{P}{1000}(1 + 0{,}04v) + \frac{Q}{1000}(12 + 0{,}0044v^2)}.$$

Siendo :

$P = 1.000.000$ kilg.; $Q = 60.000$ kilg.; $v = 18$ km. por hora,

se tiene :

$$x = -\frac{1.060.000}{1000(1 + 0{,}04 \,.\, 18) + 60(12 + 0{,}0044 \,.\, 324)} = 4{,}20 \text{ m.}$$

$$\frac{1}{x} = \frac{1}{4{,}20} = 0{,}0024 \text{ ‰}.$$

Para que el tren quede parado, deberemos tener $v = 0$ y $z = 0$, esto es :

$$x = \frac{1.060.000}{1000 + 60 \,.\, 12} = 616 \text{ m.},$$

ó sea una pendiente de

$$\frac{1}{x} = 0,0016. \qquad (41)$$

Las fórmulas que acabamos de indicar, servirán de base para la mayor parte de nuestros cálculos; nos darán el criterio para establecer las rampas y pendientes de una línea ó sea su trazado; para calcular las dimensiones que debe tener una locomotora; el número de frenos mínimo necesario para que un convoy pueda bajar fuertes declives, con una velocidad máxima que no exceda de la reglamentaria, etc.; puntos que trataremos detalladamente en los capítulos siguientes.

Según Launhardt, basándose en los experimentos de Veuillemin, Dieudonné y Guebhard, resulta para el coeficiente de resistencia:

$$w = 0,015 + 0,00003v^2. \qquad (42)$$

Siendo: w el coeficiente de resistencia, y
v la velocidad del tren en metros por segundo.

Baumeister ha obtenido, por ensayos propios, casi la misma fórmula, es decir:

$$w = 0,0018 + 0,0000023v^2 \qquad (43)$$

cuando se toma v en kilómetros por hora, ó

$$w = 0,0018 + 0,00003v^2 \qquad (44)$$

si se toma v en metros por segundo.

Más tarde observó Launhardt, que en los ensayos de Veuillemin, Dieudonné y Guebhard (quienes tuvieron en cuenta sólo la resistencia de los wagones), incluyendo las locomotoras, resultaba algo exagerada la influencia de la velocidad, y dedujo que para un tren completo, con coches y locomotora, respondía mejor la fórmula:

$$w = 0,002 + 0,00002v^2. \qquad (45)$$

Los ensayos de Frank confirmaron esta observación de Launhardt, es decir, que los experimentos franceses exageran la influencia de la velocidad.

Indicaremos en adelante con ;

L el peso de la locomotora con tender, en kilógramos ;

Q el peso del tren (peso muerto y útil), en kilógramos ;

W la resistencia del tren en kilógramos ;

w_1 el coeficiente de resistencia de la locomotora ;

w_2 el coeficiente de resistencia de los vehículos ;

F_1 el frente de la locomotora en metros cuadrados (expuesto á la presión del aire) ;

F_2 el frente del tren en metros cuadrados, que debe tenerse en cuenta ;

v la velocidad del tren en metros por segundos ;

n el número de coches, incluso el furgón ;

m la relación entre el peso de la locomotora y el de los demás vehículos.

Halló Frank para un *tren de pasajeros:*

$$W = 1{,}033\,[aL + bQ + 0{,}1225\,(F_1 + F_2)\,v^2 + 30]. \qquad (46)$$

Ahora bien, siendo en media $F_1 = 7$ metros cuadrados, y

$$F_2 = 1{,}7 + (n - 1)\,0{,}5 = 1{,}2 + 0{,}5n \qquad (47)$$

será

$$F_1 + F_2 = 8{,}2 + 0{,}5n. \qquad (48)$$

Como el peso de un coche puede fijarse, en media en 8800 kilógramos, resulta :

$$n = \frac{Q}{8800}, \qquad (49)$$

y, por consiguiente :

$$F_1 + F_2 = 8{,}2 + 0{,}0000568\,Q. \qquad (50)$$

Por otra parte, el mismo Frank, halló los coeficientes de resistencia

$$a = 0{,}0032 \qquad (51)$$

$$b = 0{,}0025, \qquad (52)$$

y, por consiguiente, si sustituimos estos valores :

$$W = 0{,}003306L + 0{,}00258Q + (1{,}038 + 0{,}0000072Q)\,v^2 + 31. \qquad (53)$$

La resistencia de la locomotora sola, será :

$$W_1 = 0{,}003306L + 1{,}038v^2 + 31, \qquad (54)$$

y la del tren sólo

$$W_2 = 0{,}00258Q + 0{,}0000072Qv^2. \qquad (55)$$

Los coeficientes de resistencia correspondientes, son, para la locomotora :

$$w_1 = \frac{W_1}{L} = 0{,}003306 + \frac{31}{L} + \frac{1{,}038}{L}v^2; \qquad (56)$$

y para el tren :

$$w_2 = \frac{W_2}{Q} = 0{,}00258 + 0{,}0000072v^2. \qquad (57)$$

Siendo ahora el peso medio de las locomotoras de pasajeros $L = 54000$ kilógramos, resulta :

$$w_1 = 0{,}00388 + 0{,}0000192v^2, \qquad (58)$$

y

$$w_2 = 0{,}00258 + 0{,}0000072v^2. \qquad (59)$$

Si, por ejemplo, $v = 15$ metros, resultará :

$$w_1 = 0{,}00388 + 0{,}0000192 \,.\, 225 = 0{,}0082$$

$$w_2 = 0{,}00258 + 0{,}0000072 \,.\, 225 = 0{,}0042$$

y para el coeficiente de un tren de pasajeros :

$$w = 0{,}0082 + 0{,}0042 = 0.0124.$$

Si los vehículos importaran m veces el peso de la locomotora sería en media :

$$W = 0{,}003306L + 0{,}00258mL + (1{,}038 + 0{,}0000072mL)\,v^2 + 31,$$

ó sea

$$w = \frac{W}{Q + L} = \frac{W}{(1 + m) L} =$$

$$\frac{0{,}003306L + 0{,}00258mL + 1{,}038v^2 + 0{,}0000072mLv^2 + 31}{(1 + m) L}$$

$$w = \frac{0{,}003306}{1 + m} + \frac{0{,}00258m}{1 + m} + \frac{1{,}038v^2}{(1 + m) L} + \frac{0{,}0000072mv^2}{1 + m} + \frac{31}{(1 + m)L}$$

$$= \frac{0{,}003306 + 0{,}00258m + 0{,}0000192v^2 + 0{,}0000072mv^2 + 0{,}000574}{1 + m}$$

$$= \frac{0{,}003880 + 0{,}00258m}{1 + m} + \frac{0{,}0000120 + 0{,}0000072 + 0{,}0000072m}{1 + m} v^2$$

$$= \frac{0{,}00258 (1 + m) + 0{,}00130}{1 + m} + \frac{0{,}0000072 (1 + m) + 0{,}0000120m}{1 + m} v^2$$

$$w = 0{,}00258 + \frac{0{,}0013}{1 + m} + \left(0{,}0000072 + \frac{0{,}000012}{1 + m}\right) v^2.$$

Para trenes comunes de pasajeros $m = 2$ y, por lo tanto :

$$w = 0{,}00301 + 0{,}0000112v^2; \qquad (60)$$

para trenes rápidos $m = 1{,}5$, por consiguiente :

$$w = 0{,}00310 + 0{,}0000120v^2. \qquad (61)$$

Para *trenes de carga*, Frank halló la siguiente fórmula :

$$W = 1{,}04 \left[aL + bQ + 0{,}1225 (F_1 + F_2) v^2 + 50\right]; \qquad (62)$$

siendo :

$$\left.\begin{array}{ll} a = 0{,}0038 & F_1 = 8{,}00 \text{ en m}^2 \\ b = 0{,}0025 & F_2 = 1{,}1 + 0{,}6n \text{ en m}^2 \end{array}\right\} \qquad (63)$$

Como en término medio, un wagón de carga (dos ejes) pesa 9800 kilógramos, resulta, como antes :

$$F_1 + F_2 = 9{,}1 + 0{,}0000612Q; \qquad (64)$$

y, por lo tanto :

$$W = 0{,}003952L + 0{,}0026Q + (1{,}149 + 0{,}0000078Q) v^2 + 52. \qquad (65)$$

Por consiguiente, si L, en término medio, es igual á 60.000 kilógramos, el coeficiente de resistencia para la locomotora será :

$$w_1 = 0,00482 + 0,0000192v^2;$$

y para el resto del tren :

$$w_2 = 0,00260 + 0,0000078v^2.$$

En un tren de carga, siendo el peso del convoy m veces el de la locomotora, se obtiene como antes el coeficiente de resistencia :

$$w = 0,0026 + \frac{0,00222}{1+m} + \left(0,0000078 + \frac{0,0000114}{1+m}\right)v^2.$$

Como en término medio $m = 6$, resulta finalmente para trenes de carga :

$$w = 0,00292 + 0,0000094v^2; \qquad (66)$$

ó sea, para $v = 7$ metros

$$w = 0,00338.$$

En vías de pendientes fuertes, como las de montaña, disminuyen m y v. Por ejemplo, para vías de 0,025 de pendiente, $m = 2,5$ y $v = 3,5$, de modo que :

$$w = 0,00337.$$

Luego, *para trenes de carga, el coeficiente de resistencia es invariable, tanto para vías de llanura como de montaña.* Esto simplifica mucho los cálculos.

En cuanto á los trenes de pasajeros, su peso no disminuye en tan grande proporción con la velocidad, de modo que en este caso, el coeficiente de resistencia no es invariable para trenes de llanura y de montaña. Pero, como veremos más adelante, al trazarse un ferrocarril se tiene en cuenta principalmente el tráfico de carga, siendo el de pasajeros de mucho menos importancia, por cuya razón se puede, sin inconveniente, considerar también invariable el coeficiente de resistencia para los trenes de pasajeros.

Por lo tanto, *el coeficiente de resistencia en vía recta y horizontal,* es :

para tren de carga :

$$w = 0{,}00292 + 0{,}0000094v^2; \qquad (67)$$

para tren de pasajeros :

$$w = 0{,}00301 + 0{,}0000112v^2; \qquad (68)$$

y para tren de gran velocidad :

$$w = 0{,}00310 + 0{,}0000120v^2. \qquad (69)$$

Estas tres fórmulas dan para la velocidad media correspondiente á cada clase de tren, es decir, 7, 13 y 18 metros por segundo, los valores respectivos :

$$w = 0{,}00337; \qquad = 0{,}00494; \qquad = 0{,}00697.$$

Ellas pueden reemplazarse por una sola, que vale para toda clase de trenes, es decir :

$$w = 0{,}00273 + 0{,}0000131v^2. \qquad (69\ bis)$$

Como prueba de lo dicho, sustituyamos á v sucesivamente por los valores 7, 13, 18 y tendremos :

$$w = 0{,}00337; \qquad = 0{,}00494; \qquad = 0{,}00697;$$

los cuales según las fórmulas exactas eran :

$$w = 0{,}00338; \qquad = 0{,}00490; \qquad = 0{,}00699;$$

es decir casi idénticos.

La fórmula (69 *bis*) no tiene en cuenta la variación de velocidad que sufren los trenes entre dos estaciones, lenta al salir ó llegar y mayor en el intervalo. Para introducir dicha variación, supondremos que el tren corre á media velocidad ($v : 2$) sobre una extensión $l : 16$; que aumente en seguida á $3v : 4$ sobre $l : 16$; luego con v sobre $l : 2$; aumentando á $9v : 7$ sobre $3l : 8$ para ganar el tiempo perdido durante la velocidad inferior á la media.

Aplicando estas velocidades variables á los coeficientes de la

indicada fórmula, el término que tiene el factor v se convierte en

$$0{,}0000131\left[\frac{1}{16}\left(\frac{v}{2}\right)^2+\frac{1}{16}\left(\frac{3v}{4}\right)^2+\frac{1}{2}v^2+\frac{3}{8}\left(\frac{9v}{7}\right)^2\right]=$$

$$0{,}0000131\ .\ 1{,}218v^2=0{,}000016v^2;$$

de este modo la fórmula se convierte en otra más exacta :

$$w=0{,}00273+0{,}000016v^2. \qquad (70)$$

Además se debe tener en cuenta que el viento, no considerado en la fórmula de Frank, aumenta la resistencia. Si llamamos v_1 su velocidad en metros por segundo, el coeficiente de resistencia varía de $0{,}000016\,(v+v_1)^2$ en una dirección y de $0{,}000016\,(v-v_1)^2$ en la otra. En media, tendremos :

$$0{,}000016\,\frac{(v+v_1)^2+(v-v_1)^2}{2}=0{,}000016\,(v^2+v_1)^2;$$

ó sea un aumento de $0{,}000016v_1^2$ cuando el viento está de frente.

Cuando ejerce su acción en sentido normal á la vía, produce sobre el tren una presión :

$$D=0{,}1225v_1^2$$

en kilógramos por metro cuadrado de tren, y si el coeficiente de frotamiento es igual á 1 : 6, la resistencia aumenta en :

$$W=0{,}0204v_1^2 \text{ kilógramos por metro cuadrado de tren.}$$

Como á cada tonelada de peso de tren corresponden más ó menos 2 metros cuadrados de superficie, ó sea por kilógramo de peso de tren 0,002 metros cuadrados, resulta que el aumento de resistencia por kilógramo de tren importa :

$$0{,}0204\ .\ 0{,}002v_1^2=0{,}0000408v_1^2.$$

Por lo tanto, el coeficiente de resistencia para la acción simultánea del viento, en todo sentido, será :

$$w=0{,}00273+0{,}000016v^2+0{,}000016v_1^2+0{,}0000408v_1^2.$$

En condiciones normales $v_1 = 1$ metro, luego:

$$w = 0{,}00273 + 0{,}000016v^2 + 0{,}000016 + 0{,}0000408$$

$$w = 0{,}0028 + 0{,}000016v^2. \qquad (71)$$

De esto resulta para:

Tren de carga............	$v = 7$,	$w = 0{,}0036$	(72)
— común de pasajeros..	$v = 13$,	$w = 0{,}0055$	(73)
— rápido de pasajeros..	$v = 18$,	$w = 0{,}0080$	(74)

En cuanto á la resistencia en las curvas, como vimos ya, se han hecho muchos ensayos, sin obtener, hasta ahora, un resultado satisfactorio.

Parece que la fórmula establecida por von Kaven y Baumeister da, en general, la mejor aproximación, con la ventaja de ser la más sencilla:

$$c = \frac{1}{r}, \qquad (75)$$

siendo r en metros el radio de la curva.

Un tren de carga que recorriera una curva de 100 metros de radio tendría por coeficiente de resistencia:

$$w = 0{,}0036 + \frac{1}{100} = 0{,}0136;$$

siendo α° el ángulo central de una curva, la longitud de dicha curva λ es, en kilómetros:

$$\lambda = 0{,}0000175\ \alpha^\circ r \text{ kilómetros.}$$

El trabajo mecánico necesario, pues, para vencer la resistencia de la curva al recorrerla es en toneladas-kilómetros:

$$c\lambda = \frac{1}{r}\ 0{,}0000175\alpha r = 0{,}000018\alpha \qquad (76)$$

en números redondos.

Por lo tanto: *para fijar ó calcular el trabajo mecánico necesario*

para vencer la resistencia de las curvas de un trazado de ferrocarril, se necesita sólo conocer la suma de los ángulos centrales de todas las curvas.

VIII

TRACCIÓN DE LAS LOCOMOTORAS

La tracción de las locomotoras está limitada por el frotamiento entre la rueda motriz y el riel, ó por la producción de vapor de la caldera, ó bien por las proporciones de las piezas que componen la máquina.

Supongamos que L sea el peso de la locomotora y tender, αL la parte de peso que carga sobre las ruedas motrices, y β el coeficiente de frotamiento entre rueda y riel; entonces la mayor fuerza de tracción de la locomotora, será :

$$Z = \alpha\beta L. \qquad (77)$$

Si la producción de vapor en la caldera correspondiera á N caballos de fuerza, siendo $N = nL$ y la velocidad de la locomotora v metros por segundo, la fuerza de tracción máxima en este caso sería :

$$Z = \frac{75nL}{v}.$$

Si la admisión de vapor en los cilindros es a, la presión del vapor p, el curso del émbolo h y $\pi d^2 : 4$ la superficie del mismo, — en una vuelta de la rueda motriz se verifica en ambos cilindros un trabajo mecánico $\frac{aph\pi d^2}{4} . 4 = aph\pi d^2$, mientras que la locomotora recorre un camino πD, siendo D el diámetro de la rueda motriz. Por lo tanto :

$$ZD\pi = aphd^2\pi,$$

ó sea :

$$Z = \frac{aph}{D} d^2. \qquad (78)$$

Siendo, por ejemplo, $d = 55$ centímetros; $h = 60$ centímetros; $D = 120$ centímetros; $p = 10$ kilógramos por centímetro cuadrado, tendremos:

$$Z = a\,\frac{10 \,.\, 60 \,.\, 55^2}{120} = a \,.\, 15125 \text{ kilóg.}$$

Este ejemplo demuestra que sólo excepcionalmente podría ser limitada la tracción de la locomotora por la tracción de las partes que la componen.

El coeficiente α varía entre 1 y 1 : 5, según sean empleadas todas las ruedas ó ninguna. El coeficiente β es, según experiencias, igual á 1 : 6 en llanura, 1 : 7 en terreno quebrado y montañoso, 1 : 8 en túneles y 1 : 10 en casos muy desfavorables. Por tanto la resistencia de frotamiento se halla entre los límites extremos $1 \times 1 : 6$ y $1 : 5 \times 1 : 10$, igual á 0,167L hasta 0,020L.

La producción de vapor también reduce la tracción á ciertos límites. Si $N = 0{,}006L$ caballos de fuerza, estando expresado L en kilógramos, para una velocidad de $v = 3$ metros, tendremos:

$$Z = \frac{0{,}006 \,.\, L \,.\, 75}{3} = 0{,}15L; \qquad (79)$$

y para una velocidad $v = 22{,}50$ metros, resulta:

$$Z = \frac{0{,}006 \,.\, L \,.\, 75}{22{,}5} = 0{,}02L. \qquad (80)$$

Si llamamos ahora $z = \alpha\beta$ el coeficiente de tracción, ó sea el número por el cual debe multiplicarse el peso de la locomotora con tender para obtener su fuerza de tracción, tendremos:

$$Z = zL. \qquad (81)$$

En resumen, según la mayor ó menor producción de vapor, y la mayor ó menor resistencia de frotamiento de la rueda motriz, puede variar el valor z entre los límites 0,02 y 0,16, debiendo en cada caso tener en cuenta el menor de estos valores, para calcular las proporciones de las partes que componen la locomotora.

IX

PENDIENTES DETERMINANTE, NOCIVA É INNOCIVA

Indicaremos con : Q el peso de todos los wagones ;
L el peso de la locomotora con tender ;
ω el coeficiente de resistencia de todo el tren ;
s la pendiente de la vía por mil.
Entonces (fig. 33) :

$$Z = (P + Q) \operatorname{sen} \alpha = (P + Q) \operatorname{tang} \alpha$$
$$= (P + Q) \frac{s}{1} = (P + Q)\, s;$$

luego, si se agrega la resistencia ω :

$$Z = (P + Q)(\omega + s).$$

Para calcular ahora el peso del tren que puede ser remolcado sobre la pendiente, tenemos :

$$zL = (Q + L)(\omega + s);$$

siendo z el coeficiente de tracción, de donde :

$$Q = \frac{z - \omega - s}{\omega + s} L. \qquad (82)$$

Esta pendiente s que se introduce en el cálculo para determinar el peso máximo que debe tener el tren, se llama *pendiente determinante*.

Generalmente, la pendiente determinante es la pendiente más fuerte que existe en la línea.

Si la pendiente determinante es corta, se desestima, porque, en tal caso, puede ser vencida por la fuerza viva del tren, como veremos más adelante.

Si hay curvas en declive, para establecer la pendiente determinante, hay que agregar á la máxima la resistencia *c* en la curva.

Si hubiera, por ejemplo, en la vía recta rampas máximas de 0,012 y rampas de 0,010 en curvas de 300 metros de radio, cuyo coeficiente de resistencia es 1 : 300 = 0,0033, la pendiente determinante sería : 0,010 + 0,0033 = 0,0133, que deberíamos introducir en el cálculo.

La pendiente determinante hay que fijarla, pues, como *suma de la pendiente más fuerte, más la resistencia de las curvas*, dejando sin considerar pendientes excepcionales que podrían ser vencidas por la fuerza viva del tren.

Si las pendientes son tan suaves que aún en las bajadas haya que emplear una fuerza de tracción, es decir, cuando $s < \omega$, la tracción para la bajada será:

$$zL = (Q + L)(\omega - s);$$

siendo para la subida :

$$Z_1 = (Q + L)(\omega + s);$$

y el término medio entre subida y bajada :

$$Z = (Q + L)\,\omega;$$

es decir, que el término medio de tracción entre la bajada y subida es como en la horizontal.

En el caso, pues, que la carga por transportar fuera igual en ambas direcciones, las pendientes iguales ó menores que el coeficiente de resistencia no producirían mayores gastos de tracción que las horizontales. Las pendientes menores que ω las llamamos, por este motivo, pendientes *innocivas*, mientras que las denominamos *nocivas* cuando $s > \omega$.

Para el tráfico de carga, por lo tanto, las pendientes hasta $s = 0,0036$ no son perjudiciales, ni para el tráfico de pasajeros hasta $s = 0,0055$.

La suposición que la carga por transportar es igual en ambas direcciones, corresponde aproximadamente en el mayor número de ferrocarriles al hecho práctico, porque el peso de la locomotora más el peso muerto del tren, que en todo caso hay que transportar en ambas direcciones, importa más de la mitad del peso movido,

ncluso la carga. Si buscamos la parte pertinente en el parágrafo IV, hallaremos que en 1893, fué en término medio:

Peso muerto de un tren	206 toneladas
Peso útil de un tren...............	58 —

resultando, pues, que la relación entre el peso muerto y el peso útil es de 18 %, lo que quiere decir que el peso muerto es más de 7 : 9 del total.

Si el tráfico es mayor en una dirección que en otra, todas las *rampas en la dirección del mayor tráfico son perjudiciales* y todas *las pendientes* en la dirección del mayor tráfico no sólo no son perjudiciales sino *más económicas para la explotación que la horizontal,* hasta tanto no sobrepasan un cierto valor, como podemos observarlo en el siguiente ejemplo numérico:

1. — *Tráfico igual en ambas direcciones*

1° $s<\omega$; $\omega=0{,}0036$; $s=0{,}0020$; $\omega+s=0{,}0056$; $\omega-s=0{,}0016$;

$$\left.\begin{array}{l} Z_1 = 1000\ .\ 0{,}0056 \\ Z_2 = 1000\ .\ 0{,}0016 \end{array}\right\} Z = 3{,}6 = \text{horizontal};$$

2° $s>\omega$; $\omega=0{,}0036$; $s=0{,}0090$; $\omega+s=0{,}0126$; $\omega-s=0$ (por frenos);

$$\left.\begin{array}{l} Z_1 = 1000\ .\ 0{,}0126 = 12{,}6 \\ Z_2 = 1000\ .\ \ 0\ \ = 0 \end{array}\right\} Z = 6{,}3 > \text{horizontal};$$

porque en la horizontal $Z = 3{,}6$.

2. — *Tráfico desigual en ambas direcciones*

1° $s>\omega$; $s=0{,}020$; $\omega+s=0{,}0056$; $\omega-s=0{,}0016$;

$$\left.\begin{array}{l} Z_1 = 1000\ .\ 0{,}0056 = 5{,}6 \\ Z_2 = 1000\ .\ 0{,}0016 = 1{,}6 \end{array}\right\} Z = 3{,}6;$$

es decir, mayor que en la horizontal $Z = 2,0$, y, por lo tanto nociva;

2° $s > 0$; $s = 0,0090$; $\omega + s = 0,0126$; $\omega - s = 0$;

$$\left.\begin{array}{l} Z_1 = 1000 \;.\; 0,0125 = 12,6 \\ Z_2 = 1000 \;.\; \quad 0 \quad = \;\; 0 \end{array}\right\} Z = 6,3$$

é igualmente nociva.

Pero, siendo el tráfico para la ida $= 100$ y para la vuelta $= 1000$, correspondiendo este á pendiente;

3° $s < \omega$; $s = 0,0020$; $\omega = 0,0036$; $\omega + s = 0,056$; $\omega - s = 0,0016$:

$$\left.\begin{array}{l} Z_1 = 100 \;\;\;.\; 0,0056 = 0,6 \\ Z_2 = 1000 \;.\; 0,0016 = 1,6 \end{array}\right\} Z = 1,1,$$

ó sea menor que en la horizontal, para la cual $z = 2,0$ y, por lo tanto, innociva;

4° $s > \omega$; $s = 0,0090$; $\omega + s = 0,0126$; $\omega - s = 0$:

$$\left.\begin{array}{l} Z_1 = 100 \;\;\;.\; 0,0126 = 1,26 \\ Z_2 = 1000 \;.\; \quad 0 \quad = \;\; 0 \end{array}\right\} Z = 0,63,$$

menor que en la horizontal para la cual $Z = 0,2$, y, por consiguiente, innociva.

Supondremos, por ahora, que el tráfico sea igual en ambas direcciones, y más tarde trataremos el caso contrario.

El límite de las pendientes innocivas es, en general, igual al coeficiente de resistencia ω; sin embargo, hay casos en que puede ser mayor ó menor que éste. Por ejemplo, en ferrocarriles de planicie la pendiente determinante es muchas veces menor que ω y entonces el límite de las pendientes también se reduce á este menor valor.

En las curvas, por otro lado, el límite de las pendientes perjudiciales es mayor que ω. Siendo c la resistencia de las curvas, se necesita para subir una rampa la fuerza de tracción:

$$Z_1 = (Q + L)(\omega + s + c)$$

y para bajar, mientras no se aplica los frenos:

$$Z_2 = (Q + L)(\omega - s + c)$$

por lo tanto, el término medio en ambas direcciones será :

$$Z = (Q + L)(\omega + c) \qquad (83)$$

como en la horizontal.

Luego, en las curvas el límite de pendientes innocivas es mayor que el coeficiente de resistencia, es decir, igual al coeficiente de resistencia ω, más el coeficiente de resistencia de las curvas.

X

COSTO DE TRACCIÓN

Consideramos como costo de tracción, el efectivo para transportar una mercadería de una parte á otra, sin tener en cuenta los gastos de tráfico, conservación é intereses, es decir que los valores que se incluyen en este caso son aquellos que hemos llamado gastos de movimiento y de tracción.

Los gastos de un kilómetro-locomotora establecidos en capítulos anteriores, son :

$$B = B_0 + aZ. \qquad (84)$$

Si se aprovecha completamente la fuerza de la locomotora resulta que :

$$Z = zL, \qquad (85)$$

en cuyo caso los gastos B de un kilómetro-locomotora serán :

$$B_1 = B_0 + azL \qquad (86)$$

y entonces para un tren cuyo peso, sin locomotora y tender, es Q, en línea recta y horizontal, por tonelada-kilómetro, los gastos de transporte resultan :

$$K_0 = f + \frac{B_1}{Q}, \qquad (87)$$

iendo f los gastos de movimiento por tonelada kilométrica.

Introduciendo el valor de B_1, resulta :

$$K_0 = f + \frac{B_1}{Q} + \frac{azL}{Q}. \quad (88)$$

Como por otra parte :

$$(Q + L)\,\omega = zL \qquad y \qquad Q = \frac{z - \omega}{\omega} L,$$

tenemos :
$$K_0 = f_0 + \frac{B_0}{L} \frac{\omega}{z - \omega} + \frac{az\omega}{z - \omega}. \quad (89)$$

Si introducimos ahora valores numéricos, es decir para carga :

$$f = 0{,}123 ; \qquad B_0 = 7{,}2 ; \qquad a = 10{,}6 ; \qquad \omega = 0{,}0036$$

y si L (peso de locomotora de carga con tender) = 60 toneladas, y $z = 0{,}05$, resulta :

$$K_0 = 0{,}123 + \frac{7{,}2}{60} \cdot \frac{0{,}0036}{0{,}05 - 0{,}0036} + \frac{10{,}6 \,.\, 0{,}05 \,.\, 0{,}0036}{0{,}05 - 0{,}0036}$$

sea por tonelada de peso bruto :

$$K_0 = 0{,}123 + 0{,}009 + 0{,}041 = 0{,}173 \text{ centavos oro.} \quad (90)$$

Siendo el coeficiente de carga en media $b = 2{,}57$, resulta por tonelada-kilómetro de peso útil, en la línea recta y horizontal, un gasto de :

$$0{,}173 \,.\, 2{,}57 = 0{,}44 \text{ centavos oro.} \quad (91)$$

Para el transporte de pasajeros, tenemos :

$$f_0 = 0{,}103; \quad B_0 = 6{,}7; \quad a = 10{,}1; \quad \omega = 0{,}0055; \quad L = 50; \quad z = 0{,}02$$

por lo tanto :

$$K_0 = 0{,}103 + \frac{6{,}7}{50} \cdot \frac{0{,}0055}{0{,}02 - 0{,}0055} + \frac{10{,}1 \,.\, 0{,}02 \,.\, 0{,}0055}{0{,}02 - 0{,}0055}$$

$$K_0 = 0{,}103 + 0{,}051 + 0{,}076 = 0{,}23 \text{ centavos oro.} \quad (92)$$

Siendo el coeficiente de carga $b = 1,46$, resulta :

$$0,23 \cdot 1,46 = 0,34 \text{ centavos oro por pasajero-kilómetro.}$$

Para un ferrocarril de llanura en el cual sólo se hallan pendientes innocivas y curvas cuya resistencia es c, la fuerza de tracción media es :

$$Z = (Q + L)(\omega + c)$$

y, por lo tanto, el costo de un kilómetro-locomotora es :

$$B_0 + a(Q + L)(\omega + c).$$

Los gastos provenientes del servicio de los frenos, pueden calcularse del modo siguiente:

Según los reglamentos europeos, hay que disponer el servicio de los frenos teniendo en cuenta las pendientes de la línea, distribuyéndolos como sigue:

Deben estar provistos con frenos :

En pendientes de	1 : 500	la	1 : 12	de los ejes
—	1 : 300	la	1 : 10	—
—	1 : 200	la	1 : 8	—
—	1 : 100	la	1 : 7	—
—	1 : 60	la	1 : 5	—
—	1 : 40	la	1 : 4	—

El mismo resultado se obtiene aproximadamente, por la fórmula :

$$u = (s + 0,01)\, 7N$$

siendo s la pendiente y N el número total de ejes que forman el tren. Por ejemplo, para $s = 1 : 100$ y $N = 63$, resulta:

$$u = \left(\frac{1}{100} + 0,01\right) 7 \cdot 63 = 8,82,$$

y según el cuadro :

$$u = \frac{1}{7}\, 63 = 9,00.$$

Los gastos del servicio de frenos aumentarán proporcionalmente á su número, y como éste aumenta en proporción de las pendientes, puede decirse, en general, que los gastos de servicio de frenos son proporcionales á la pendiente, es decir iguales á esT, siende e un coeficiente, s la pendiente y T el número de toneladas-kilómetros de peso bruto del tren. Estando incluido el gasto de frenos en los valores numéricos que sirvieron de base para determinar á f, B_0 y a, no los tendremos en cuenta en esta forma detallada.

Volviendo á la fórmula de los gastos de tracción, resulta que para una tonelada-kilométrica de peso bruto es :

$$K_1 = f + \frac{B_0 + a(Q + L)(\omega + c)}{Q}$$

y como :

$$Q = \frac{z - \omega - s}{\omega + s} L,$$

resulta :

$$K_1 = f + \frac{B_0}{L} \frac{\omega + s}{z - \omega - s} + \frac{az\omega}{z - \omega - s} + \frac{azc}{z - \omega - s}, \quad (94)$$

Siendo : f gastos de movimiento de vehículos ;

$\frac{B_0}{L} \frac{\omega + s}{z - \omega - s}$ gastos indirectos de locomotora ;

$\frac{az\omega}{z - \omega - s}$ gastos directos de locomotora en recta ;

$\frac{azc}{z - \omega - s}$ aumento de gastos por tracción en curva.

Habiendo en una línea, cuya pendiente determinante es s y que tiene curvas de resistencia c, pendientes perjudiciales de valor s_1, los gastos de locomotora para la subida serán :

$$= B_0 + a(Q + L)(\omega + s_1 + c),$$

y para la bajada, en cuyo caso, hay que poner en servicio los frenos

$$= B_0$$

y, en término medio, para ida y vuelta :

$$= B_0 + \frac{a}{2}(Q + L)(\omega + s_1 + c).$$

Los gastos de explotación por tonelada-kilómetro son, por consiguiente, en este caso :

$$K_2 = f + \frac{B_0 + \frac{a}{2}(Q + L)(\omega + s_1 + c)}{Q}$$

y si consideramos que $Q = \frac{z - \omega - s}{\omega + s} L$:

$$K_2 = f + \frac{B_0}{L}\frac{\omega + s}{z - \omega - s} + \frac{az}{z - \omega - s} \cdot \frac{\omega + s_1}{2} + \frac{az}{z - \omega - s} \cdot \frac{c}{2}. \quad (95)$$

Comparando esta fórmula, que se refiere al tráfico en línea con pendientes nocivas, con la (94), que se refiere al de líneas con pendientes innocivas, y los últimos términos de la ecuación que expresan los gastos producidos por las curvas, resulta que :

El aumento de gastos de explotación referente á la resistencia de las curvas, importa la mitad en pendientes nocivas de los gastos en pendientes innocivas.

Esto se explica por la circunstancia de que al recorrer curvas en pendientes innocivas, hay que gastar vapor en ambas direcciones, mientras que en las nocivas el peso del tren vence las resistencias en las bajadas.

XI

PENDIENTE EQUIVALENTE

De las fórmulas que hemos establecido en el capitulo anterior para los gastos de transporte de una tonelada-kilómetro, podemos deducir fácilmente los de una línea entera.

Los *gastos de movimiento de vehículos* y los *indirectos de la locomotora*, son iguales para vías con pendientes nocivas, para líneas rectas ó curvas; aumentan solamente en proporción á la longitud de la línea, de manera que si l es su largo, tendremos (véase términos 1, 2 y 3 de la ecuación (94)):

$$K_0 = \left(f + \frac{B_0}{L}\frac{\omega + s}{z - \omega - s}\right) l.$$

Los *gastos directos de locomotora* en vías rectas con pendientes innocivas son como en la horizontal, é importan, si l_0 es la longitud de todos los trechos de la vía en dichas condiciones (véase término 4 de la ecuación (94)):

$$K_1 = \frac{az}{z - \omega - s} \omega l_0.$$

Los gastos de tracción para una tonelada de peso bruto, en una pendiente nociva de largo l_2 y pendiente s_1 son (véase término 4 de la ecuación (95)):

$$K_2 = \frac{az}{z - \omega - s} \cdot \frac{\omega + s_1}{2} l_2$$

ó sea también :

$$K_2 = \frac{az}{z - \omega - s} \left(\frac{1}{2} \omega l_2 + \frac{1}{2} s_1 l_2\right)$$

pero (fig. 34), $h_1 = s_1 l_2$, luego :

$$K_2 = \frac{az}{z - \omega - s} \left(\frac{1}{2} \omega l_2 + \frac{1}{2} h_1\right).$$

Ahora bien, si indicamos con l_1 la longitud total de todas las secciones de la línea que están en pendientes nocivas, y si h_1 es en kilómetros la altura total que ha subido el tren mediante dichas pendientes, el gasto total de tracción de locomotora en todas las pendientes nocivas será :

$$K_2 = \frac{az}{z - \omega - s} \left(\frac{1}{2} \omega l_1 + \frac{1}{2} h_1\right).$$

La resistencia $c\lambda$ por tonelada en una curva cuyo largo es λ y cuyo ángulo central es $\alpha°$, importa, según la fórmula (76) $0{,}000018\alpha°$.

En pendientes innocivas el gasto de tracción en una curva de largo λ y resistencia c importa (término 5, ecuación (94)), pues :

$$K_3 = \frac{az}{a - \omega - s} c\lambda$$

ó sea :

$$K_3 = 0{,}000018 \frac{az}{z - \omega - s} \alpha.$$

Si las curvas estuviesen en pendientes nocivas, los gastos de tracción se reducen á la mitad. Por lo tanto, si la suma de ángulos centrales de las curvas en pendientes innocivas es $\alpha_0°$ y la de los ángulos centrales en pendientes nocivas es $\alpha_1°$, los gastos totales de tracción de todas las curvas en la línea, serán :

$$K_3 = 0{,}000018 \frac{az}{z - \omega - s}\left(\alpha_0 + \frac{\alpha_1}{2}\right).$$

Por consiguiente, los gastos totales de transporte de una tonelada de peso bruto sobre una línea cuya longitud es $l = l_0 + l_1$ y cuya pendiente determinante es s, son :

$$K = K_0 + K_1 + K_2 + K_3$$

ó sea :

$$K = \left[f + \frac{B_0(\omega + s)}{L(z - \omega - s)}\right] l + \frac{az}{z - \omega - s}\left[\omega l_0 + \frac{\omega l_1}{2} + \frac{h}{2} + 0{,}000018\left(\alpha_0 + \frac{\alpha_1}{2}\right)\right].$$

Para simplificar esta fórmula, hagamos :

$$p = \omega_0 l_0 + \frac{1}{2}\omega l_1 + \frac{1}{2} h + 0{,}000018\left(\alpha_0 + \frac{1}{2}\alpha_1\right)$$

y tendremos :

$$K = \left[f + \frac{B_0(\omega + s)}{L(z - \omega - s)}\right] l + \frac{azp}{z - \omega - s}. \qquad (96)$$

Según Launhardt el valor p se llama *módulo del trazado.*

Baumeister y Schübler proponen otros medios para simplificar esta fórmula.

El primero deduce, mediante la expresión entre paréntesis del segundo término, la resistencia media m del tren :

$$ml = \omega l_0 + \frac{\omega l_1}{2} + \frac{h}{2} + 0{,}000018\left(\alpha_0 + \frac{\alpha_1}{2}\right) \qquad (97)$$

de modo que la fórmula adquiere la forma :

$$K = \left[f + \frac{B_0(\omega + s) + azmL}{L(z - \omega - s)}\right] l \qquad (98)$$

donde :

$$m = \frac{\omega l_0 + \frac{\omega l_1}{2} + \frac{h}{2} + 0{,}000018\left(\alpha_0 + \frac{\alpha_1}{2}\right)}{l} \qquad (99)$$

Por su parte Schübler determina una pendiente uniforme s_2 en recta para toda la línea que origina los mismos gastos de explotación que la línea con pendientes y curvas diferentes. Esta pendiente uniforme que Schübler llama *sustituyente* y Launhardt *equivalente*, haciendo :

$$\frac{\omega l}{2} + \frac{s_2 l}{2} = \omega l_0 + \frac{\omega l_1}{2} + \frac{h}{2} + 0{,}000018\left(\alpha_0 + \frac{\alpha_1}{2}\right)$$

resulta ser :

$$s_2 = \frac{1}{l}\left[\omega l_0 + h + 0{,}000018\left(\alpha_0 + \frac{\alpha_1}{2}\right)\right],$$

ó sea :

$$s_2 = \frac{1}{l}(\omega l_0 + h + 2c\lambda_0 + c\lambda_1) \qquad (100)$$

siendo λ_0 el largo total de las curvas en pendientes innocivas y λ_1 el de las en pendientes nocivas.

Por lo tanto, la pendiente *equivalente* se halla suponiendo que en toda la longitud de la línea se sube una altura h correspondiente á la de todas las pendientes nocivas, más una altura ωl_0 que correspondería á todas las pendientes innocivas, si éstas tuvieran el valor ω, agregando, además, la doble resistencia de las curvas en pendientes innocivas, más su resistencia simple en pendientes nocivas.

Teniendo en cuenta esta pendiente equivalente s_2, se obtiene para transporte de una tonelada (peso bruto), sobre toda la línea de largo l :

$$K = \left[f + \frac{B_0(\omega + s) + \frac{1}{2} azL(\omega + s_2)}{L(z - \omega - s)}\right] l. \qquad (101)$$

Sin embargo, debe tenerse presente que, aún cuando en esta fórmula los gastos de tracción aparecen como función de la pendiente equivalente s_2, para calcular la relación entre Q y L se tuvo, y debe tenerse siempre en cuenta la pendiente determinante s.

Debe, además, observarse que en una misma línea la pendiente equivalente tiene diferentes valores para los trenes de carga y de pasajeros.

Por ejemplo, supongamos (fig. 35) una línea cuyo largo total es 100 kilómetros; que en una sección de 50 kilómetros haya pendientes menores de 0,0036 y que la suma de los ángulos centrales de las curvas es 1000°; que en una segunda sección de 30 kilómetros hayan pendientes menores de 0,0055 y mayores de 0,0036; que los ángulos centrales sumen 900° y que se sube 0,140 kilómetros. Que en otra tercera sección de 20 kilómetros, las pendientes sean mayores que 0,0055, los ángulos centrales sumen 600° y la subida total sea 0,260 kilómetros, tendremos, para el *tráfico de carga :*

$$\omega = 0{,}0036\,; \qquad h = 0{,}4\,;$$
$$l_0 = 50\,; \qquad \alpha_0 = 1000°\,;$$
$$l_1 = 50\,; \qquad \alpha_1 = 1500°\,;$$

por lo tanto :

$$s_2 = \frac{1}{100}\,[0{,}0036 . 50 + 0{,}4 + 0{,}000018(2 . 1000 + 1500)] = 0{,}00643,$$

y para el *servicio de pasajeros :*

$$\omega = 0{,}0055\,; \qquad l_0 = 80\,; \qquad \alpha_0 = 1900°\,;$$
$$h = 0{,}26\,; \qquad l_1 = 20\,; \qquad \alpha_1 = 1500°\,;$$

por lo tanto :

$$s_2 = \frac{1}{100}\,[0{,}0055 . 80 + 0{,}26 + 0{,}000018(2 . 1900 + 600)] = 0{,}00779.$$

XII

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE TRACCIÓN

Acoplando varios ejes de una locomotora, aumenta su fuerza de tracción y, por lo tanto, el peso posible del tren. En este caso los gastos indirectos de tracción de locomotora, se reparten sobre un peso mayor, así que disminuyen los gastos de explotación para la unidad tonelada-kilómetro.

Siendo el peso medio de una locomotora de carga 60 toneladas, incluyendo el tender, el del tren que puede ser arrastrado sobre una pendiente de 0,0036 es:

$$Q = \frac{z - 0{,}0036 - 0{,}0036}{0{,}0036 + 0{,}0036} 60.$$

ó sea:

$$Q = 8333z - 60. \qquad (102)$$

Si la locomotora tiene $N = 0{,}006L$ caballos de fuerza, será:

$$N = 0{,}006L = \frac{Zv}{75} = \frac{zLv}{75},$$

de donde resulta:

$$v = \frac{0{,}45}{z} \text{ metros por segundo.} \qquad (103)$$

En un ferrocarril de llanura, sin curvas ni pendientes nocivas, los gastos de transporte por tonelada-kilómetro de peso bruto, serán (94):

$$k = f + \frac{B_0}{L} \cdot \frac{\omega + s}{z - \omega - s} + \frac{az\omega}{z - \omega - s}$$

ó sea:

$$k = 0{,}123 + \frac{7{,}2\,(0{,}0036 + 0{,}0036)}{60\,(z - 0{,}0036 - 0{,}0036)} + \frac{10{,}6 \cdot z \cdot 0{,}0036}{z - 0{,}0036 - 0{,}0036},$$

de donde :

$$k = 0,123 + \frac{0,000864 + 0,03816z}{z - 0,0072} \text{ cent. oro por ton.-km.}$$

Para diferentes valores del coeficiente de tracción se tiene, pues, la siguiente

TABLA I

Valor del peso del tren, de su velocidad y gastos de tracción y movimiento en ferrocarriles de llanura, para diferentes valores del coeficiente de tracción

Número de ejes acoplados	1	2			3		
Valor correspondiente del coeficiente de tracción z..	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
Peso Q del tren en toneladas.	190	273	357	440	523	607	690
Velocidad v del tren, en metros por segundo.........	15,0	11,3	9,5	7,5	6,4	5,6	5,0
Costo de transporte k por tonelada, peso bruto, en centavos oro...............	0,211	0,196	0,188	0,183	0,179	0,177	0,175

En la fórmula que sirvió para determinar los valores de k, no se ha tenido en cuenta que la resistencia de fricción de la locomotora y su conservación aumentan con el número de ejes acoplados. Tampoco se consideró que cuando aumenta el peso del tren y, por lo tanto, su largo, aumenta también el costo del servicio de cambios y apartadero en las estaciones, como asímismo, la longitud de los desvíos. Además, se ha hecho caso omiso de la circunstancia de que la disminución de velocidad, equivalente á pérdida de tiempo, aumenta relativamente los gastos de personal é interés del capital invertido en tren rodante.

Si se tuvieran en cuenta las indicadas circunstancias, seguramente tendríamos que modificar los valores de k, disminuyéndolos donde la velocidad es mayor ó aumentándolos para las velocidades menores, de manera que los gastos, en vez de disminuir asintóticamente con el aumento del coeficiente de tracción, alcanzarán en realidad un mínimo para crecer en seguida, por cuya razón en los ferrocarriles de llanura será conveniente limitar el coeficiente de tracción z entre los límites 0,05 y 0,06, lo que corresponde á una locomotora de dos ejes acoplados.

Tratándose de un ferrocarril de montaña con pendientes de 0,025 y locomotoras de 60 toneladas de peso y un coeficiente de tracción z, el peso total del tren será :

$$Q = \frac{z - 0{,}025 - 0{,}0036}{0{,}025 + 0{,}0036} \cdot 60 = 2098z - 60,$$

y los gastos de explotación, haciendo caso omiso de la resistencia en las curvas, según (95) :

$$K = 0{,}123 + \frac{7{,}2\,(0{,}0036 + 0{,}025)}{60\,(z - 0{,}0036 - 0{,}0036)} + \frac{\frac{1}{2}\,10{,}6z\,(0{,}0036 + 0{,}025)}{z - 0{,}0036 - 0{,}025}$$

$$K = 0{,}123 + \frac{0{,}003432 + 0.15158z}{z - 0{,}0286}. \qquad (105)$$

El valor de v es como antes :

$$v = \frac{0{,}45}{z}.$$

La tabla que sigue da para transporte de cargas, el peso del tren, la velocidad del mismo y los gastos de explotación para diferentes valores del coeficiente de tracción, en líneas con pendientes de 0,025:

TABLA II

Números de ejes acoplados	2	3			4		
Valor del coeficiente de tracción z	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12
Peso Q del tren en toneladas	66	87	108	129	150	171	192
Velocidad v del tren, en metros por segundos	7,5	6,4	5,6	5,0	4,5	4,1	3,7
Gastos de transporte K por tonelada de peso bruto en centavos oro	0,412	0,379	0,359	0,345	0,335	0,328	0,323

Las mismas causas que influyeron para que la tabla anterior no fuera completamente exacta, subsisten para ésta ; luego, para que

la velocidad no sea demasiado grande conviene adoptar un coeficiente de tracción igual á 0,10 para un ferrocarril de montaña con la pendiente 0,025.

De la primera tabla para ferrocarril de llanura ($s = 0{,}0036$), hemos deducido que z debe hallarse entre 0,05 y 0,06; de la segunda resulta para ferrocarril de montaña ($s = 0{,}0250$), que z debe ser poco más ó menos igual á 0,10, lo que puede expresarse por la siguiente fórmula empírica :

$$z = 0{,}05 + 2s \qquad (106)$$

la cual da para :

$$s = 0{,}0036 \ldots\ldots\ldots\ldots \quad z = 0{,}057\,;$$
$$s = 0{,}0350 \ldots\ldots\ldots\ldots \quad z = 0{,}10\,;$$

de modo que ella da con bastante aproximación los valores de z que hemos aconsejado.

Si introducimos este valor de z en el de :

$$Q = \frac{z - \omega - s}{\omega + s} L,$$

tendremos para tren de carga :

$$Q = \frac{0{,}05 + 2s - 0{,}0036 - s}{0{,}0036 + s} \,.\, 60$$

$$Q = \frac{0{,}0464 + s}{0{,}0036 + s} \,.\, 66 \qquad (107)$$

y

$$v = \frac{0{,}45}{0{,}05 + 2s}; \qquad (108)$$

cuya aplicación nos dará una tabla de la relación entre la pendiente determinante, el peso y la velocidad de los trenes de carga.

TABLA III

Peso y velocidad de los trenes de carga para diferentes valores de la determinante **s**

Pendiente determinante s.	0,0036	0,0060	0,0100	0,0150	0,0250
Peso del tren Q..........	417	327	249	198	150
Velocidad del tren en la subida en metros por segundo, v...........	8,0	7,2	6,4	5,6	4,5

En trenes de pasajeros se emplean, en general, locomotoras más livianas que en los de carga, pudiendo considerarse el peso de la locomotora, incluso el del tender, de 54 toneladas. También el coeficiente de tracción es menor que en los trenes de carga.

Para una vía, cuya pendiente determinante es igual al coeficiente de resistencia de los trenes de pasajeros, es decir iguai á 0,0055, se obtiene, siendo z el coeficiente de tracción, el peso:

$$Q = \frac{z - 0{,}0055 - 0{,}0055}{0{,}0055 + 0{,}0055} \cdot 54$$

$$Q = 4908z - 54. \qquad (109)$$

Los gastos de transporte por tonelada de tren de pasajeros resultan, según la ecuación (94):

$$k = 0{,}103 + \frac{6{,}6\,(0{,}0055 + 0{,}0055)}{54\,(z - 0{,}0055 - 0{,}0055)} + \frac{10{,}1 \cdot z \cdot 0{,}0055}{z - 0{,}0055 - 0{,}0055}$$

$$k = 0{,}103 + \frac{0{,}00134 + 0{,}05555z}{z - 0{,}0110}. \qquad (110)$$

La velocidad del tren, con locomotora de $N = 0{,}006L$ caballos de fuerza, será:

$$v = \frac{0{,}45}{z}.$$

De estos valores resulta la siguiente:

TABLA IV

Peso, velocidad y gastos de transporte para una tonelada de tren de pasajeros en una vía cuya pendiente determinante es 0,0055

Número de ejes acoplados	2		3		
Valor del coeficiente de tracción z	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06
Peso del tren en toneladas, Q	44	93	142	191	241
Velocidad máxima en la subida y en metros por segundo, v	22,5	15,0	11,3	9,0	7,5
Costo de transporte por una tonelada-kilómetro, en centavos oro, k	0,374	0,261	0,226	0,208	0,198

Como en los trenes de pasajeros no se trata de mover mucho peso, sino más bien de obtener la mayor velocidad, conviene emplear en líneas de llanura el coeficiente de tracción no mayor de 0,03.

Podría, pues, adoptarse locomotoras con un solo eje de tracción, pero, en regla general, se acoplarán dos ejes para facilitar un rápido arranque al empezar la marcha.

Para un ferrocarril de montaña con la pendiente determinante 0,0250, el peso del tren de pasajeros será :

$$Q = 1770z - 54 \text{ toneladas} \qquad (111)$$

y los gastos por tonelada-kilómetro de tren de pasajeros :

$$k = 0,103 + \frac{6,6\,(0,0055 + 0,0250)}{54(z - 0,0055 + 0,0250)} + \frac{1}{2} \cdot \frac{10,1z(0,0055 + 0,0250)}{z - 0,0055 + 0,0250}$$

$$k = 0,103 + \frac{0,00373 + 0,1540z}{z - 0,0305}. \qquad (112)$$

De ahí la siguiente:

TABLA V

Peso, velocidad y gastos de los trenes de pasajeros en ferrocarriles de montaña de 0,0250 de pendiente

Número de ejes acoplados	2		3		
Valor del coeficiente de tracción, z....	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
Peso del tren en toneladas, Q........	34	52	70	87	105
Velocidad en la subida en metros por segundo, v....................	9,	7,5	6,4	5,6	5,0
Gastos de transporte por tonelada-kilómetro en centavos oro, k..........	0,689	0,542	0.480	0,427	0,399

Para que el peso del tren no resulte demasiado pequeño, ni la velocidad demasiado reducida, conviene que para línea de montaña con la pendiente 0,0250 sea aproximadamente $z = 0,07$.

De donde resulta, en general, para ferrocarril de llanura ó de montaña :

$$z = 0,02 + 2s, \qquad (113)$$

de modo que el peso del tren será :

$$Q = \frac{0,0145 + s}{0,0055 + s} 54, \qquad (114)$$

y la velocidad máxima en la subida :

$$v = \frac{0,45}{0,02 + 2s}.$$

De ahí resulta la siguiente :

TABLA VI

Peso y velocidad de los trenes de pasajeros

Pendiente determinante de la línea, s.............	0,0036	0,0060	0,0100	0,0150	0,0250
Velocidad máxima en metros por segundo, v.....	16,5	11,1	11,3	9,0	6,4
Peso del tren en toneladas, Q...............	107	96	85	78	70

XIII

FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA EL CÁLCULO APROXIMADO DE LOS GASTOS DE TRACCIÓN, MOVIMIENTO Y RECORRIDO DE TRENES

Como se ha demostrado, los gastos de tracción y movimiento importan por tonelada-kilómetro de carga, en centavos oro :

$$k = f + \frac{B_0(\omega + s) + \frac{1}{2}aLz(\omega + s_2)}{L(z - \omega - s)}. \qquad (116)$$

Como para cargas teníamos, en término medio:

$f = 0{,}123$ centavos oro	$z = 0{,}05 + 2s$
$B_0 = 7{,}2$ —	$\omega = 0{,}0036$
$a = 10{,}6$ —	$L = 60$ tonelad…

influyendo muy poco una variación de este último valor … de k, como se demostrará más adelante, § XXI, resulta

$$k = 0{,}123 + \frac{7{,}2(0{,}0036+s)+318(0{,}05+2s)(0{,}0036 …}{60(0{,}0464+s)}$$

y si sustituimos diferentes valores para la pendien… y equivalente s_2, se obtiene la

TABLA VII

Gastos de transporte por tonelada-kilómetro de peso br… de carga en centavos oro para diferentes valores …

$s =$	$s_2 =$ 0,0036	0,0060	0,0100	0,0150	
0,0036…………	0,184				
0,0060…………	0,190	0,205			
0,0100…………	0,199	0,215	0,241		
0,0150…………	0,209	0,225	0,253	0,287	
0,0250…………	0,225	0,242	0,272	0,309	0,3…

Los mismos valores se pueden obtener con mucha aproximación por la siguiente fórmula empírica:

$$k = \alpha + \beta s + \gamma s_2.$$

Los valores de α, β y γ, los obtendremos por el método de los cuadrados mínimos, mediante las siguientes tres ecuaciones (*) :

$$n\alpha + \beta [s] + \gamma [s_2] = [k]$$
$$\alpha [s] + \beta [ss] + \gamma [ss_2] = [ks]$$
$$\alpha [s_2] + \beta [ss_2] + \gamma [s_2 s_2] = [ks_2].$$

Siendo en el presente caso :

$n = 0,15$; $[ss_2] = 0,00227556$; $[k] = 3,640$;

$[s] = 0,2306$; $[ss] = 0,00440996$; $[ks] = 0,05999240$;

$[s_2] = 0,1270$; $[s_2 s_2] = 0,00158380$; $[ks_2] = 0,03514720$;

Se obtiene :

$\alpha = 0,151$; $\beta = 1,95$; $\gamma = 7,28$;

luego $$k = 0,151 + 1,95s + 7,28s_2, \qquad (118)$$

ó también, con mucha aproximación y en centavos oro por tonelada-kilómetro (peso bruto) de carga :

$$k = 0,151 + 2s + 7s_2. \qquad (119)$$

Esta fórmula es muy aproximada, y las diferencias con la fórmula rigurosamente exacta, no alcanzan á 2 %.

Siendo el coeficiente de carga en media 2,57, resulta :

$$k = 0,39 + 5s + 19s_2 \qquad (120)$$

en centavos oro por tonelada-kilómetro (peso útil) de carga.

(*) El signo [ ] significa *suma*, equivale, pues al Σ.

Para los trenes de pasajeros:

$$f = 0,103; \qquad z = 0,02 + 2s;$$
$$B_0 = 6,6; \qquad \omega = 0,0055;$$
$$a = 10,1; \qquad L = 54;$$

y, por consiguiente:

$$k = 0,103 + \frac{(6,6(0,0055+s) + \frac{1}{2}10,1 \,.\, 54(0,02+2s)(0,0055+s_2)}{54\,(0,0145+s)} \qquad (121)$$

resultando para diferentes valores de s y s_2, la siguiente

TABLA VIII

Gastos de transporte en centavos oro por tonelada-kilómetro (peso bruto) de los trenes de pasajeros para diferentes valores de s y s_2

$s =$	$s_2 =$ 0,0050	0,0100	0,0150	0,0200	0,0250
0,0050............	0,251				
0,0100............	0,267	0,308			
0,0150............	0,277	0,320	0,363		
0,0200............	0,285	0,329	0,373	0,417	
0,0250............	0,291	0,336	0,380	0,425	0,470

Del mismo modo que antes se obtiene:

$$k = 0,197 + 2,10s + 8,45s_2 \text{ cent. oro por ton.-km.} \qquad (122)$$

de tren de pasajeros (peso bruto), ó sea, con mucha aproximación:

$$k = 0,20 + 2s + 9s_2 \text{ cent. oro por ton.-km.} \qquad (123)$$

Como el coeficiente de carga es, en este caso 1,46, se obtiene en término medio:

$$k = 0,29 + 3s + 13s_2 \text{ cent. oro por pasajero-kilómetro} \qquad (124)$$

Multiplicando los valores de las tablas VII y VIII por el peso res-

pectivo del tren, se tiene el gasto de un kilómetro-tren (recorrido de tren completo).

Como teníamos para tren de carga :

$$Q = \frac{0{,}0464 + s}{0{,}0036 + s} \, 60 \text{ toneladas ;} \qquad (125)$$

y para tren de pasajeros :

$$Q = \frac{0{,}0145 + s}{0{,}0036 + s} \, 54 \text{ toneladas} \qquad (126)$$

si aprovechamos los valores de costo de transporte que dan esas tablas para diferentes valores de s y s_2, resultarán las dos nuevas tablas siguientes para los gastos de recorrido de trenes completos :

TABLA IX

Gastos de transporte por kilómetro-tren de carga en centavos oro

Pendiente determinante s	Peso del tren completo (toneladas)	Gastos de transporte (recorrido) de un kilómetro de tren completo para la pendiente equivalente s_2 =				
0,0000	773	136				
0,0036	417	77				
0,0060	328	62	67			
0,0100	249	50	54	60		
0,0150	198	41	45	50	57	
0,0250	150	34	36	41	46	58

TABLA X

Gastos de transporte en centavos oro de kilómetro-tren de pasajero para diferentes valores de s y s_2

Pendiente determinante	Peso del tren (toneladas)	Gastos de transporte (recorrido) por kilómetro-tren completo para la pendiente equivalente s_2 =				
0,0000	142	35				
0,0050	100	25				
0,0100	85	23	26			
0,0150	78	22	25	28		
0,0200	73	21	24	27	30	
0,0250	70	20	24	27	30	33

No debe olvidarse que los gastos de transporte como resultan de las tablas VII, VIII, IX y X, y asimismo que los valores que resultan de las fórmulas (119), (120), (123) y (124), se refieren únicamente á los gastos de tracción y movimiento, no habiéndose incluido los de construcción (intereses del capital de la línea), ni los de vía y obras (conservación), ni los del tráfico (estaciones), de modo que el gasto total de transporte es bastante más elevado.

Comparando los gastos de transporte que resultan para tren de carga y de pasajeros, se deduce que en horizontal un tren de carga costaría *cuatro* veces más que un tren de pasajeros; en pendiente de 0,0100 *dos y medio* veces más, y en pendiente de 0,0250 sólo *una y media* vez más.

Hemos partido del supuesto que el peso de la locomotora de carga era de 60 y el de la de pasajeros de 54 toneladas, así que podría parecer á primera vista, que variando el peso, variarán también los valores consignados en las tablas que hemos calculado. Pero, debido á la circunstancia de que $B_0 : L$ es aproximadamente un valor constante, como lo prueba la estadística, el valor de L influye muy poco, así que pueden considerarse aquellas fórmulas como generales y aplicables á cualquier caso (véase también § XXI).

XIV

CÁLCULO DE LOS GASTOS DE EXPLOTACIÓN EN EL CASO DE NO SER IGUAL EL TRÁFICO EN AMBOS SENTIDOS DE LA LÍNEA

Si el tráfico en una dirección, que llamaremos *principal*, es mayor que en la opuesta, el peso útil transportado por los trenes será también mayor en esa dirección, pues el peso muerto de los convoyes es el mismo en ambas, por el *retorno* de los trenes, aunque vuelvan vacíos en parte.

Siendo T_1 el tráfico de carga útil en una dirección, la carga total de un tren en esta dirección Q_1 y bQ_1 el peso bruto del tren para la dirección secundaria cuyo tráfico útil es T_2 y la carga útil Q_2, es :

$$bQ_1 - Q_1 + Q_2 = Q\,(b - 1) + Q_2.$$

Si se pone :

$$T_2 = rT_1\,; \qquad \text{luego} \qquad Q_2 = r_2Q_1 \qquad (127)$$

resulta, para la dirección secundaria, el peso bruto de un tren :

$$(b - 1)\,Q_1 + r_1 Q_1 = (b + r - 1)\,Q_1. \qquad (128)$$

Si la *pendiente determinante* está en la *dirección principal*, será :

$$bQ_1 = \frac{z - \omega - s}{\omega + s}\,L \qquad (129)$$

y podría haber entonces en la *dirección secundaria* una pendiente s_1 mayor, cuyo límite estaría contenido en la ecuación :

$$(b + r - 1)\,Q_1 = \frac{z - \omega - s_1}{\omega + s_1}\,.\,L, \qquad (130)$$

de modo que :

$$s_1 = \frac{zbs + (1 - r)(z - \omega - s)\,\omega}{zb - (1 - r)(z - \omega - s)}. \qquad (131)$$

Como ejemplo, supongamos :

$b = 2\frac{1}{3}$; $z = 0{,}09$; $s = 0{,}02$ y $\omega = 0{,}0036$;

entonces la pendiente máxima podría ser en la dirección secundaria para :

$r = \frac{3}{4}$........... $s_1 = 0{,}0218$
$r = \frac{1}{2}$........... $s_1 = 0{,}0244$
$r = \frac{1}{4}$........... $s_1 = 0{,}0273$
$r = 0$........... $s_1 = 0{,}0309$

Habiendo en la dirección secundaria una pendiente mayor que la que resulta de la ecuación (131) hay que considerarla como determinante. Si ésta se halla en la dirección principal, la suma de trenes por despachar anualmente es :

En la dirección principal....... $n_1 = \frac{T_1}{Q_1}$ (132)

En la dirección secundaria..... $n_2 = \frac{T_2}{Q_2} = \frac{rT_1}{rQ_1} = \frac{T_1}{Q_1}$ (133)

es decir : $$n = n_1 + n_2 = 2 \frac{T_1}{Q_1}. \qquad (134)$$

Siendo ahora : $$Q_1 = \frac{z - \omega - s}{b(\omega + s)} \cdot L,$$

resulta : $$n = 2 \frac{T_1 b(\omega + s)}{L(z - \omega - s)}.$$

Si llamamos T el tráfico total en ambas direcciones, tendremos :

$$T = T_1 + T_2 = T_1(1 + r)$$

ó sea : $$T_1 = \frac{T}{1 + r} \qquad (135)$$

y resultará : $$n = 2 \frac{bT}{1 + r} \cdot \frac{\omega + s}{L(z - \omega - s)}. \qquad (136)$$

Pero si la pendiente determinante se halla en la dirección secundario, tendremos :

$$(b + r - 1)\, Q_1 = \frac{z - \omega - s}{\omega + s} L,$$

es decir: $$Q_1 = \frac{1}{b + r - 1} \cdot \frac{z - \omega - s}{\omega + s} \cdot L;$$

y el número de trenes en ambas direcciones :

$$n_1 = 2 \frac{b + r - 1}{1 + r} T \frac{\omega + s}{(z - \omega - s) L}. \qquad (137)$$

Calcularemos ahora los gastos de explotación ó transporte, para el caso en que la pendiente determinante se halle en la dirección principal del tráfico.

Según las inclinaciones de la vía, hay que distinguir cuatro casos diferentes para el cálculo de los gastos de locomotora :

1° Trechos de la vía en que no se emplea el freno al bajar y en los cuales las pendientes suben todas en la dirección principal del tráfico.

El largo de estos trechos, sea l_0, la subida total h_0 y la suma de los ángulos centrales de las curvas α_0.

Los gastos de locomotora para estos trechos y para el tren en la dirección principal, son :

$$B_0 l_0 + a\,(bQ_1 + L)\,(\omega l_0 + h_0 + 0{,}000018\alpha_0),$$

y como debe ser $(bQ_1 + L)\,(\omega + s) = zL,$

resulta : $$B_0 l_0 + \frac{azL}{\omega + s}\,(\omega l_0 + h_0 + 0{,}000018\alpha_0)\,; \qquad (138)$$

mientras que los gastos de locomotora en la dirección secundaria, son:

$$B_0 l_0 + a\left[(b + r - 1)\,Q_1 + 2\right]\,(\omega l_0 - h_0 + 0{,}000018\alpha_0)$$

ó sea :

$$B_0 l_0 + a\,(bQ_1 + L)\,(\omega l_0 - h_0 + 0{,}000018\alpha_0) - a\,(1 - r)\,Q_1\,(\omega l_0 - h_0 + 0{,}000018\alpha_0),$$

y como : $$Q_1 = \frac{z - \omega - s}{b\,(\omega + s)}\,L,$$

resulta :

$$B_0 l_0 + \left[\frac{azL}{\omega + s} - (1 - r)\frac{a(z - \omega - s)L}{b\,(\omega + s)}\right](\omega l_0 - h_0 + 0{,}000018\alpha_0). \qquad (139)$$

Por lo tanto, la suma de los gastos de locomotora en ambas direcciones, es :

$$2B_0 l_0 + \frac{2azL}{\omega + s}\,(\omega l_0 + 0{,}000018\alpha_0) - (1 - r)\,\frac{a\,(z - \omega - s)\,L}{b\,(\omega + s)}\,(\omega l_0 - h_0 + 0{,}000018\alpha_0)\,; \qquad (140)$$

2° Trechos en que hay que poner en acción los frenos y en los cuales las pendientes suben todas en la dirección principal, cuyo largo total es l_1, subida total h_1, y suma total de los ángulos centrales de las curvas α_1.

Los gastos de locomotora de un tren en la dirección principal, son :

$$B_0 l_1 + a\,(bQ_1 + L)\,(\omega l_1 + h_1 + 0{,}000018\alpha_1),$$

ó sea :
$$B_0 l_1 + \frac{azL}{\omega + s}(\omega l_1 + h_1 - 0{,}000018\alpha_1);$$

y para un tren en dirección contraria :

$$B_0 l_1,$$

de modo que los gastos de locomotora juntos, para un tren en ambas direcciones, son :

$$2B_0 l_1 + \frac{azL}{\omega + s}(\omega l_1 + h_1 + 0{,}000018\alpha_1); \qquad (141)$$

3° Trechos en que á la bajada no es necesario poner en servicio los frenos y en los cuales todas las pendientes bajan en la dirección principal del tráfico, con largo total l_2, bajada total h_2 y suma total de ángulos centrales α_2.

Los gastos de locomotora en la dirección principal, son :

$$B_0 l_2 + \frac{azL}{\omega + s}(\omega l_2 - h_2 + 0{,}000018\alpha_2),$$

y para la dirección secundaria :

$$B_0 l_2 + a[(b + r - 1)Q_1 + L](\omega l_2 + h_2 + 0{,}000018\alpha_2),$$

ó sea :

$$B_0 l_2 + \left[\frac{azL}{\omega + s} - (1 - r)\frac{a(z - \omega - s)L}{b(\omega + s)}\right](\omega l_2 + h_2 + 0{,}000018\alpha_2),$$

de modo que la suma de los gastos para un tren en ambas direcciones, será :

$$2B_0 l_2 + \left[\frac{2azL}{\omega + s} - (1 - r)\frac{a(z - \omega - s)L}{b(\omega + s)}\right](\omega l_2 + h_2 + 0{,}000018\alpha_2). \qquad (142)$$

4° Trechos en que hay que emplear los frenos en las bajadas, en los cuales las pendientes bajan todas en la dirección principal del tráfico, con largo total l_3, bajada total h_3 y suma total de ángulos centrales α_3.

Los gastos de locomotora de un tren en la dirección principal, son :

$$B_0 l_3,$$

y en la dirección secundaria :

$$B_0 l_3 + a\,[(b + r - 1)\,Q_1 + L]\,(\omega l_3 + h_3 + 0{,}000018 x_3),$$

ó sea la suma total en ambas direcciones :

$$2B_0 l_3 + \left[\frac{azL}{\omega + s} - (1 - r)\frac{a(z - \omega - s)L}{b(\omega + s)}\right](\omega l_3 + h_3 + 0{,}000018 x_3). \quad (143)$$

De lo expuesto, resulta que los gastos totales de locomotora de un tren que recorre toda la línea de ida y vuelta, siendo el largo total de ésta :

$$l = l_0 + l_1 + l_2 + l_3;$$

y

$$x = x_0 + x_1 + \alpha_2 + x_3;$$

son :

$$B_0 l + \frac{2azL}{\omega + s}\left[\omega\left(l_0 + l_2 + \frac{l_1 + l_3}{2}\right) + \frac{h_1 + h_3}{2} + \frac{18}{10^6}\alpha\right] - (1 - r)\frac{a(z - \omega - s)L}{b(\omega + s)}$$
$$\times\left[\omega\,(l_0 + l_2 + l_3) - h_0 + h_2 + h_3 + \frac{18}{10^6}(x_0 + \alpha_2 + \alpha_3)\right].$$

Los gastos de movimiento para el mismo tren, son, tanto en la dirección secundaria como en la principal, iguales é importan, por consiguiente, para un tren de ida y vuelta:

$$2fblQ_1,$$

ó sea:

$$2fl\,\frac{z - \omega - s}{\omega + s}\,.\,L$$

En cada dirección tenemos, según la ecuación (136) :

$$\frac{n}{2} = \frac{bT}{1 + r}\cdot\frac{\omega + s}{L\,(z - \omega - s)}. \quad (145)$$

De este modo, si introducimos el módulo del trazado p (véase parágrafo XI), y ponemos :

$$p_0 = \omega l_0 + \omega l_2 + \omega l_3 + h_2 + h_3 - h_0 + \frac{18}{10^6}(x_0 + x_2 + x_3), \quad (146)$$

tendremos, finalmente, los gastos totales de transporte :

$$K = \frac{2bT}{1+r}\left\{\left[f + \frac{B_0(\omega + s)}{L(z - \omega - s)}\right]l + \frac{azp}{z - \omega - s}\right\} - \\ - \frac{1-r}{1+r}aTp_0. \quad (147)$$

Como los gastos de explotación para una tonelada sobre toda la línea, en la suposición de tráfico igual en ambas direcciones, según el parágrafo XI, eran :

$$K = \left(f + \frac{B_0(\omega + s)}{L(z - \omega - s)}\right)l + \frac{azp}{z - \omega - s} \quad (148)$$

Si introducimos este valor en la ecuación anterior, resultarán los gastos totales de transporte, para el caso de tráfico diferente en ambas direcciones :

$$K = \frac{2b}{1+r}TK - \frac{1-r}{1+r}aTp_0. \quad (149)$$

El segundo término de esta ecuación representa la economía en los gastos de tracción, debida á la menor carga de los trenes en la dirección secundaria, comparada con la carga de los trenes en la dirección principal.

Mientras el tráfico en ésta no es mucho mayor que en la secundaria, es decir, mientras no sea más del doble, la economía que representa el segundo término de la ecuación no es considerable (generalmente no alcanza al 2 °/₀), de modo que no es necesario tenerla en cuenta, y resulta entonces la ecuación más sencilla para los gastos de transporte, con desigual tráfico en ambas direcciones á razón de :

$$K = \frac{2b}{1+r} \cdot TK. \quad (150)$$

Entonces, si la diferencia de tráfico en una y otra dirección no es considerable, puede verificarse el cálculo del costo de transporte, como si fuera igual en ambas direcciones, introduciendo en el cálculo el coeficiente de carga teórico siguiente:

$$b_1 = \frac{2b}{1 + r}, \qquad (151)$$

siendo b el coeficiente efectivo de carga en la dirección principal y r la relación entre el tráfico útil en la dirección secundaria y la principal.

Pero, si la pendiente determinante existe en la dirección secundaria, se hallarán los gastos de transporte considerando el número de trenes que resulta de la ecuación (137), y tendremos:

$$K = \frac{2(b + r - 1)}{1 + r} TK - \frac{(b + r - 1)(1 - r)}{b(1 + r)} aTp_0. \qquad (152)$$

Si no tomamos en cuenta el segundo término de esta ecuación, el cual generalmente es muy pequeño en relación al primero, se tiene:

$$K = \frac{2(b + r - 1)}{1 + r} TK, \qquad (153)$$

y

$$b_2 = \frac{2(b + r - 1)}{1 + r}. \qquad (154)$$

XV

CURVAS CIRCULARES

En este capítulo se indicará ligeramente algunos de los métodos más usados para el trazado de curvas.

Se supone el radio de la curva igual á la unidad, de modo que los resultados obtenidos deberán ser multiplicados por el radio adoptado en cada caso.

En el estudio de un ferrocarril, las curvas se determinan procediendo en la forma siguiente:

AV y BV son dos alineaciones rectas (fig. 36), que representan el

eje de la línea, y se interceptan en un punto V, llamado **vértice de la curva**.

Medido el ángulo en $V = \alpha$, llamado **ángulo de las tangentes**, se determina la tangente y el desarrollo de la curva, siendo :

$$\text{Tangente : } VT_1 = VT_2 = \text{tang}\left(90^\circ - \frac{\alpha}{2}\right) = \text{cotg}\,\frac{\alpha}{2} = \text{tang}\,\beta.$$

$$\text{Desarrollo : } \quad T_1T_2 = \text{arc}\,(180^\circ - \alpha) = \text{arc}\,2\beta.$$

El ángulo $\beta = 90^\circ - \frac{\alpha}{2}$ se llama semi-ángulo central.

Por ejemplo (fig. 37), siendo $\alpha = 165^\circ$, resulta (véase GAMIN, *Tracé des chemins de fer*) :

Tangente...............	tang $7^\circ 30' = 0{,}131652$
Semi-desarrollo..........	arc $7^\circ 30' = 0{,}130900$

Siendo $r = 300$ metros, tendremos :

Tangente... $VT_1 = 0{,}131652 \cdot 300 = 39{,}50$ metros.
Desarrollo.. $T_1T_2 = 2 \cdot 0{,}130900 \cdot 300 = 2 \cdot 39{,}27 = 78{,}54$ metros.

Hallados estos valores, se procede ante todo á colocar las estacas de tangencia, usándolas diferentes de aquellas que marcan los vértices. Estas conviene que sean de sección cuadrada de 0,08 metros de lado y de 0,40 á 0,50 metros de largo. Las de tangencia son de sección rectangular de $0{,}08 \times 0{,}03$ metros y largo variable de 0,25 á 0,35 metros. Además, como distintivo, la estaca de ángulo se marca con una V y las de tangencia con una T. En todas se fija un clavo que marca el eje de la vía.

Colocadas las estacas T, se determina la distancia progresiva de la primera, refiriéndola á la medición general de la línea. Supongamos que antecede á la estaca T_1 la correspondiente al hectómetro 116 del trazado y que, de ésta hasta la estaca T_1 haya 74,56 metros, resultará tener la estaca T_1 la progresiva $116^{Hm}74^{m}56^{cm}$.

La progresiva de la estaca T_2 sería entonces la de T_1, más el desarrollo del arco que forma la curva, ó sea :

$$\begin{array}{rr} & 116^{Hm}74^{m}56^{cm} \\ & +\ 78\ \ 54 \\ \hline \text{progresiva de } T_2 = & 117^{Hm}53^{m}10^{cm}. \end{array}$$

[redacted]

ANALES

DE LA

SOCIEDAD CIENTÍFICA ARGENTINA

OCTUBRE, 1895. — ENTREGA IV. — TOMO XL

PUNTOS Y PRECIOS DE SUSCRICION

LOCAL DE LA SOCIEDAD, ZEBALLOS 269, Y PRINCIPALES LIBRERÍAS

Por mes, en la Capital, Interior y Exterior, incluso porto.. $ m/n 1.50
Por año, en la Capital, Interior y Exterior incluso porte....... .... » 12.00

La suscricion se paga anticipada

BUENOS AIRES

JPRENTA DE [illegible] CONI É HIJOS, ESPECIAL PARA OBRAS

680 — CALLE PERÚ — 680

1895

INDICE DE LA PRESENTE ENTREGA

A LOS SÓCIOS

Se ruega á los señores sócios comuniquen á la Secretaría de la Sociedad su ausencia, cambio de domicilio, etc., y cualquier irregularidad en el reparto de los *Anales* ó cobro de la cuota.

Se ruega tambien á los que tengan en su poder obras prestadas pertenecientes á la Biblioteca de la Sociedad, se sirvan devolverlas á la brevedad posible, á fin de anotarlas en el catálogo.

La primera estaca hectométrica que habría que colocar depués de T_2 tendría, por lo tanto, el número de orden 118, y se hallaría á á una distancia 46,90 metros de T_2.

La estaca 117 se halla en la curva, y dista respectivamente de T_1 y T_2, 25,44 y 53,10 metros. Para colocar, ahora, la estaca 117, podemos seguir diferentes métodos :

1° *Método de las abscisas y ordenadas sobre la tangente.* — Tenemos un punto E que dista a metros del de tangencia T_1. Se buscan sus coordenadas x é y sobre la tangente y siendo r el radio (fig. 38), tendremos :

Tangente.........	$VT_1 = VT_2 = r \operatorname{tang} \beta$
Desarrollo........	$\widehat{T_1T_2} = 2r \operatorname{arc} \beta$
Bisectriz.........	$VF = (\sec \beta - 1)\, r$
Flecha...........	$AF = r \operatorname{sen\ verso} \beta$
Cuerda	$\overline{T_1T_2} = 2r \operatorname{sen} \beta.$

$$x = r \operatorname{sen} \beta_1; \qquad y = r \operatorname{sen\ vers} \beta_1; \qquad \beta_1 = \frac{a}{r}.$$

Siendo $\alpha = 165°$, $a = 50$ metros y $r = 600$ metros, resulta

$$\beta_1 = \frac{50}{600} = 0{,}083333 = 4°46'30''$$

$$\beta = 7°30'.$$

Por lo tanto :

$$VT_1 = VT_2 = 600\ .\ 0{,}131652 = 78{,}99 \text{ metros}$$

$$\widehat{T_1T_2} = 1200\ .\ 0{,}130900 = 157{,}08 \text{ metros}$$

$$VF = 600\ .\ 0{,}008629 = 5{,}18 \text{ metros}$$

$$AF = 600\ .\ 0{,}008555 = 5{,}13 \text{ metros}$$

$$\overline{T_1T_2} = 1200\ .\ 0{,}130526 = 156{,}69 \text{ metros}$$

$$x = 600\ .\ 0{,}083243 = 49{,}95 \text{ metros}$$

$$y = 600\ .\ 0{,}003471 = 2{,}08 \text{ metros.}$$

2° *Método de las abscisas y ordenadas sobre la cuerda.*—Tenemos como en el caso anterior (fig. 39):

$$VT_1 = VT_2 = r \operatorname{tang} \beta; \quad \beta = 90 - \frac{\alpha}{2};$$

$$\widehat{T_1T_2} = 2r \operatorname{arc} \beta; \quad \beta_2 = \frac{b}{r};$$

$$VF = r(\sec \beta - 1); \quad x = r \operatorname{sen} \beta_2;$$

$$AF = r \operatorname{sen} \operatorname{ver} \beta; \quad y = r \cos \beta_2 - r \cos \beta = r \cos \beta - c;$$

$$\overline{T_1T_2} = 2r \operatorname{sen} \beta; \quad c = r \cos \beta.$$

Para $r = 600$ metros, $\alpha = 165°$ y $b = 28,54$ metros, es:

$$\beta = 7°30'; \quad \beta_2 = \frac{28,54}{600} = 0,047567 = 2°43'30''$$

$$c = 600 \ . \ 0,991445 = 594,87 \text{ metros}$$

$$x = 600 \ . \ 0,047542 = 28,54 \quad »$$

$$y = 600 \ . \ 0,0998869 \ . \ 594,87 = 4,45 \text{ metros.}$$

3° *Método de los ángulos perimetrales.* — Hay que determinar los puntos M y N (fig. 40), mediante los valores T_1M, MN y los ángulos δ y φ.

Llamemos a el arco T_1M y b el MN; resultan los valores:

$$\beta_1 = \frac{a}{r} \qquad \frac{\beta_1}{2} = \frac{a}{2r}$$

$$\gamma_1 = \frac{b}{r} \qquad \frac{\gamma_1}{2} = \frac{b}{2r}$$

$$\delta = \frac{\beta_1}{2} = \frac{a}{2r}$$

$$\varphi = 180° - \frac{a+b}{2r} = 180° - \left(\frac{\beta_1}{2} + \frac{\gamma_1}{2}\right)$$

$$T_1M = 2r \operatorname{sen} \frac{\beta_1}{2}$$

$$MN = 2r \operatorname{sen} \frac{\gamma_1}{2}.$$

Si tenemos, como antes $\alpha = 165°$, $r = 600$ metros, $a = 30$ metros y $b = 40$ metros resulta :

$$\frac{\beta_1}{2} = \frac{30}{1200} = 0{,}025000 = 1°26'$$

$$\frac{\gamma_1}{2} = \frac{40}{1200} = 0{,}033333 = 1°54'30''$$

$$\frac{\beta_1}{2} + \frac{\gamma_1}{2} = 3°20'30''.$$

Por lo tanto :

$$\delta = 1°26'$$

$$\varphi = 180° - 3°20'30'' = 176°39'30''$$

$$\overset{\frown}{T_1M} = 1200 \text{ sen } 1°26' = 1200 \,.\, 0{,}024998 = 29{,}99 \text{ metros}$$

$$\overset{\frown}{MN} = 1200 \text{ sen } 1°54'30'' = 1200 \,.\, 0{,}033301 = 39{,}96 \text{ metros.}$$

4° *Método mixto.* — Siendo muchas veces, en terrenos montañosos, inaccesibles el vértice, las tangentes y la cuerda, se emplea un método mixto, combinando, según se presente el terreno, los tres métodos anteriores.

AC y BD son dos alineaciones que se cortan en un punto V inaccesible (fig. 41). Las operaciones á verificar para determinar la curva, son las siguientes :

1° Se traza la línea AB, fijando los puntos de intersección A y B sobre el terreno. Se mide su longitud a, los ángulos α y β en A y B. De éstos se deducen los ángulos α_1 y β_1 y el ángulo buscado en V :

$$\gamma = 180° - (\alpha_1 + \beta_1) = \alpha + \beta - 180;$$

2° En seguida se determina el valor de la tangente :

$$T_1V = T_2V = r \text{ tang } \left(90 - \frac{\gamma}{2}\right).$$

Luego se calculan los valores :

$$AV = a \frac{\text{sen } \beta_1}{\text{sen } \gamma}$$

$$BV = a \frac{\text{sen } \alpha_1}{\text{sen } \gamma}.$$

Deducimos :

$$AT_1 = r \text{ tang} \left(90° - \frac{\gamma}{2}\right) - a \frac{\text{sen } \beta_1}{\text{sen } \gamma}$$

$$BT_2 = r \text{ tang} \left(90° - \frac{\gamma}{2}\right) - a \frac{\text{sen } \alpha_1}{\text{sen } \gamma}.$$

Conocidos estos dos valores, es fácil colocar las estacas de tangencia, midiendo desde A y B respectivamente AT_1 y BT_2;

3° Se calculan, ahora, los valores AE, FB y EF, resultando :

$$\text{sen } \delta_1 = \frac{r}{\sqrt{t_1^2 + r^2}} \qquad \text{sen } \delta_2 = \frac{r}{\sqrt{t_2^2 + r^2}}$$

$$\varphi_1 = \alpha - \delta_1 \qquad \varphi_2 = \beta - \delta_2$$

$$\text{sen } \varepsilon_1 = \frac{\sqrt{r^2 + t_1^2}}{r} \cdot \text{sen } \varphi_1 \qquad \text{sen } \varepsilon_2 = \frac{\sqrt{r^2 + t_2^2}}{r} \text{ sen } \varphi_2$$

$$AE = r \frac{\text{sen } (\varepsilon_1 + \varphi_1)}{\text{sen } \varphi_1} \qquad BF = r \frac{\text{sen } (\varepsilon_2 + \varphi_2)}{\text{sen } \varphi_2}$$

$$\varphi_1 = \varphi_2 = 180° - \varepsilon_2 \qquad EF = 2r \cos \varphi_2.$$

Ejemplo numérico : $r = 1000$ metros, $a = 600$ metros, $\alpha = 140°$, $\beta = 160°$, $\alpha_1 = 40°$, $\beta_1 = 20'$ y $\gamma = 140° + 160° - 180° = 120°$.

$$T_1V = T_2V = 1000 \text{ tang } (90° - 60°) = 577{,}35 \text{ metros}$$

$$AV = 600 \frac{0{,}342020}{0{,}866025} = 236{,}82 \text{ metros}$$

$$BV = 600 \frac{0{,}642788}{0{,}866025} = 445{,}34 \text{ metros}$$

$$AT_1 = t_1 = 577{,}35 - 236{,}82 = 340{,}53 \text{ metros}$$

$$BT_2 = t_2 = 577{,}35 - 445{,}34 = 132{,}01 \text{ metros}$$

$$\sqrt{t_1^2 + r^2} = 1056{,}39 \text{ metros}$$

$$\sqrt{t_2^2 + r^2} = 1008{,}67 \text{ metros}$$

$$\text{sen } \delta_1 = \frac{1000}{1056{,}39} \qquad \text{sen } \delta_2 = \frac{1000}{1008{,}67}$$

$\delta_1 = 71°12'$ $\qquad\qquad$ $= 82°28'$

$\varphi_1 = 140° - 71°12' = 68°48'$ $\qquad$ $\varphi_2 = 160° - 82°28' = 77°32'$

$\text{sen } \varepsilon_1 = \frac{1056.4 \text{ sen } 68°48'}{1000}$ $\qquad$ $\text{sen } \varepsilon_2 = \frac{1008.7 \text{ sen } 77°32'}{1000}$

$\varepsilon_1 = 180° - 80°2' = 99°58$ $\qquad$ $\varepsilon_2 = 180° - 80°2' = 99°58'$

$\varepsilon_1 + \varphi_1 = 168°46'$ $\qquad$ $\varepsilon_2 + \varphi_2 = 177°30'$

$$AE = 1000 \frac{\text{sen } 11°14'}{\text{sen } 68°48'} = 208{,}94 \text{ metros}$$

$$BF = 1000 \frac{\text{sen } 2°30'}{\text{sen } 77°32'} = 44{,}67 \text{ metros}$$

$$\varphi_1 = \varphi_2 = 180° - 99°58' = 80°2'$$

$$EF = 2000 \cos 80°2' = 346{,}15 \text{ metros,}$$

debiendo ser :

$$AE + EF + FB = 600 = 208{,}94 + 346{,}15 + 46{,}67 = 599{,}75 \text{ metros.}$$

El error de 0,24 metros es debido á haber despreciado cifras decimales de orden inferior.

Habiéndose establecido las dimensiones principales, se pueden fijar las coordenadas de la curva.

XVI

CURVAS COMPUESTAS

En los ferrocarriles se emplean casi exclusivamente las curvas circulares, pues el aumento de anchura de la vía y la sobreelevación del carril exterior, dependen del radio de la curva, medidas que conviene conservar constantes en lo posible, por cuya razón constante debe ser el radio.

En los caminos ordinarios suele emplearse la curva parabólica, por ajustarse más fácilmente á los accidentes del terreno.

En las curvas circulares, para identificarlas con las rectas, se adoptan otras curvas intermediarias, llamadas de *transición*, que veremos más adelante.

Cuando la curva circular no puede adoptarse por la topografía del terreno, se emplean curvas circulares policéntricas.

Supongamos que se ha determinado el radio r de la curva á la que es tangente la línea CB (fig. 42), para hallar el radio de la curva tangencial á la recta AC, se traza en B la normal $MB = r$; en seguida una perpendicular $AD = r$ á AC en A. El punto D que se obtiene de este modo, se une con M mediante la recta DM. Siendo, ahora, E el punto medio entre D y M, es decir, $EM = ED$ y EM_1 perpendicular á DM, resulta por intersección de EM_1 y AD el centro M_1 de la curva AF.

Si se exige que los radios de los círculos sean lo más iguales posible, los $\alpha = CAB$ y $\beta = CBA$ (fig. 43), se dividen por las bisectrices AF y BF en dos partes iguales; en seguida del punto F de intersección de las bisectrices, se traza FD perpendicular á AB y en los puntos de intersección de esta normal FM con AM_1 y BM, las cuales son respectivamente normales á AC y BC, se hallan los puntos M y M_1 que son los centros de los círculos buscados.

Como prueba, obsérvese que el ángulo AFB ó AGB, formado por las respectivas cuerdas, debe tener siempre un valor constante, sean cuales fueren los radios de los dos círculos, es decir :

$$180 - \frac{1}{2}(\alpha + \beta).$$

Trazando, pues, una recta AG, que forme un ángulo $\left(\frac{\alpha}{2} - x\right)$, con AB, y desde B la recta BG con el ángulo $\left(\frac{\beta}{2} + x\right)$, ésta pasará por el punto G. Los centros de los círculos AG y GB se obtienen trazando desde G una normal á AB, y prolongándola hasta hallar los centros H é I, mediante la intersección de esta normal con las BA y AI, que lo son á AC y BC respectivamente.

Si llamamos á $HB = r$ y $AI = R$, resulta :

$$AG = 2R \operatorname{sen}\left(\frac{\alpha}{2} + x\right)$$

$$BG = 2r \operatorname{sen}\left(\frac{\beta}{2} - x\right)$$

$$\frac{r}{R} = \frac{BG \operatorname{sen}\left(\frac{\alpha}{2} + x\right)}{AG \operatorname{sen}\left(\frac{\beta}{2} - x\right)}$$

y como :

$$\frac{BG}{AG} = \frac{\operatorname{sen}\left(\frac{\alpha}{2} - x\right)}{\operatorname{sen}\left(\frac{\beta}{2} + x\right)}$$

también :

$$\frac{r}{R} = \frac{\operatorname{sen}\left(\frac{\alpha}{2} + x\right)\operatorname{sen}\left(\frac{\alpha}{2} - x\right)}{\operatorname{sen}\left(\frac{\beta}{2} + x\right)\operatorname{sen}\left(\frac{\beta}{2} - x\right)}.$$

$$\frac{r}{R} = \frac{\operatorname{sen}^2\frac{\alpha}{2} - \operatorname{sen}^2 x}{\operatorname{sen}^2\frac{\beta}{2} + \operatorname{sen}^2 x}. \qquad (155)$$

Buscando, ahora, el máximo de $r : R$ mediante una diferenciación, se llega á él cuando $x = 0$, lo que debía demostrarse.

Llamando $AB = c$ y $ACB = \gamma$, se obtendrá los valores de r y R :

$$r = \frac{c}{2}\,\frac{\operatorname{sen}\frac{\alpha}{2}}{\operatorname{sen}\frac{\beta}{2}\operatorname{sen}\frac{\gamma}{2}} \qquad (156)$$

y

$$R = \frac{c}{2}\,\frac{\operatorname{sen}\frac{\beta}{2}}{\operatorname{sen}\frac{\alpha}{2}\cos\frac{\gamma}{2}}. \qquad (157)$$

Si dos curvas están separadas por una recta menor de 40 metros, en ésta debe conservarse la sobreelevación del riel exterior. Sin embargo, es mejor evitar estas rectas de poca longitud, interponiendo una tercera curva circular, esto es, adoptar un arco compuesto con tres centros.

Si R_1 es el radio de la curva intermedia (fig. 44), R el de la curva AB y r el de la CD, el centro G se halla por la intersección de dos

círculos que tienen respectivamente los centros E y F y los radios $R_1 - R$ y $R_1 - r$.

Muchas veces será ventajoso buscar la intersección de las tangentes AV y DV en V y construir con el ángulo AVD, según el método explicado más arriba, un arco compuesto de dos centros.

Pero, si las curvas tienen sentido contrario, la recta por interponer debe tener por lo menos 10 metros. (Véase capítulo *Curvas de transición.*)

En el ferrocarril de San Gotardo se interpone entre dos contracurvas una recta de 40 metros.

XVII

AUMENTO DE TROCHA Y ELEVACIÓN DEL RIEL EXTERIOR EN LAS CURVAS

a) Aumento de trocha. — En las curvas se aumenta el ancho de la vía para que puedan ser recorridas con facilidad por los vehículos, no obstante la posición fija de los ejes. Como por una parte la distancia entre los ejes fijos es sumamente variable, lo mismo que el juego de la llanta de la rueda, debido al desgaste natural, no será posible determinar el aumento de trocha en términos generales.

Si este aumento es muy pequeño sucede fácilmente que las pestañas, sobre todo en vehículos muy largos y no provistos de boggies, se aprietan contra las rieles, mientras que un aumento excesivo produce un movimiento muy irregular y mayor desgaste de rieles y pestañas.

En cuanto á la necesidad del aumento de la trocha, y sobre todo á la medida de este aumento, aún no hay ideas determinadas.

La Convención de los ferrocarriles alemanes del año 1889, establece en el § 2 que:

« En curvas cuyo radio es menor de 500 metros, es necesario aumentar la trocha. Este aumento no debe ser mayor de 30 milímetros en curvas cuyo radio es de 180 metros. »

En el ferrocarril del Este de Francia, el aumento de trocha para curvas de 150 metros es de 20 milímetros, y en las otras líneas

francesas no se usa aumentar la trocha, porque no se emplean radios menores de 300 metros, sino excepcionalmente.

En las líneas de Rusia, se establece únicamente que el aumento no sea menor de :

$$e = \frac{6}{R} - 0{,}012, \qquad (158)$$

donde R es el radio de la curva y e el aumento correspondiente de la trocha expresados en metros.

Muchas empresas emplean las siguientes fórmulas :

Para líneas principales :

$$e = 0{,}03\,(1000 - R) \qquad (159)$$

Para líneas secundarias :

$$e = 0{,}02\,(1000 - R). \qquad (160)$$

En los ferrocarriles austriacos, de trocha media, el aumento se determina según la tabla que sigue :

De R =	150	hasta	300^m	el aumento es de	28^{mm}
De R =	300	—	400	—	24
De R =	400	—	500	—	20
De R =	500	—	700	—	16
De R =	700	—	1000	—	12
De R =	1000	—	1500	—	8
De R =	1500	—	2000	—	4

Redtembacher determina el aumento de anchura según la fórmula :

$$2\,(\sigma_1 - \sigma) = 2\,\frac{re_2 - \sigma R \operatorname{tang} \alpha}{(R - e_2) \operatorname{tang} \alpha}. \qquad (162)$$

Siendo : $2\,(\sigma_1 - \sigma)^m$ el aumento :
$2e_2{}^m$ la anchura de la vía ;
σ^m el juego de *una rueda* en las rectas ;
R^m el radio de la curva ;
α^0 la conicidad de las llantas ;
r^m el radio de las ruedas.

Debe observarse, sin embargo, que esta fórmula da valores exagerados para radios chicos.

Según otros debe emplearse ésta :

$$R = \frac{1}{s}\left(2\rho m + t\sqrt{2\rho m}\right). \qquad (163)$$

Siendo : s^m el juego total entre las ruedas y rieles, en la parte recta de la vía ;

m^m la altura de las pestañas ;

ρ^m el radio de las ruedas ;

t^m distancia entre los ejes fijos ;

R^m el radio de la curva.

También se recomienda el siguiente método para obtener el valor del aumento de la trocha que garantiza á la vez el mínimum de desgaste de material (riel y ruedas).

Al pasar un tren por una curva, la posición de los vehículos es la indicada en la figura 45.

El ángulo φ puede considerarse como la medida del frotamiento entre rueda y riel, pues, si aumenta ó disminuye más allá de ciertos límites, aumenta en ambos casos el frotamiento y, por lo tanto, la resistencia de la curva. Hay, pues, un valor intermedio de φ para el cual el frotamiento es mínimo. En general, puede decirse que la resistencia W es proporcional á φ, y por ser φ siempre pequeño, proporcional á tang φ, es decir :

$$W = n \operatorname{tang} \varphi. \qquad (164)$$

Ahora bien :

$$\operatorname{tang} \varphi = \operatorname{tang}(\alpha + \beta) = \frac{\operatorname{tang} \alpha + \operatorname{tang} \beta}{1 + \operatorname{tang} \alpha \operatorname{tang} \beta} = \frac{\frac{l}{2R} + \frac{e}{l}}{1 + \frac{l}{2R} \cdot \frac{e}{l}} = \frac{\frac{l}{2R} + \frac{e}{l}}{1 + \frac{e}{2R}}$$

y como $\frac{e}{2R}$ es muy pequeño, podemos despreciar ese valor, quedando :

$$\operatorname{tang} \varphi = \frac{l}{2R} + \frac{e}{l}$$

y
$$W = n\left(\frac{l}{2R} + \frac{e}{l}\right).$$

El valor de e hay que determinarlo de tal modo que W sea un mínimum, lo que se obtiene haciendo:

$$\frac{dW}{dl} = 0, \qquad \text{ó sea :} \qquad \frac{1}{2R} - \frac{e}{l^2} = 0;$$

luego
$$e = \frac{l^2}{2R}$$

de lo que deduciremos también

$$R = \frac{l^2}{2e}$$

y
$$l = \sqrt{2Re} \qquad (165)$$

y para un valor máximo de $e = 0^m03$, tendremos :

$$R_{mín} = 17l^2; \qquad (166)$$

En la práctica se adopta $20l^2$

$$l_{máx} = 0,24\sqrt{R}. \qquad (167)$$

En la práctica se adopta $0,22\sqrt{R}$

Por ejemplo, en una locomotora de 4 ruedas de 0,90 de diámetro, espaciadas de 0^m10, se tendría :

$$l = 3 \times 0,90 + 3 \times 0,10 = 3 \text{ metros}; \qquad (168)$$

luego :
$$R_{mín} = 20 . 9 = 180 \text{ metros}. \qquad (169)$$

b) Elevación del riel exterior en las curvas. — Al recorrer una curva, la velocidad angular del tren produce la componente centrífuga que tiende á descarrilar los vehículos.

Para neutralizar esta componente hay que inclinar la vía, levantando el riel exterior de manera que la resultante de la fuerza centrífuga y peso propio del vehículo sea normal á la plataforma de la vía (fig. 46).

Esta condición queda satisfecha, cuando :

$$\operatorname{tang} \alpha = \frac{Q}{G} = \frac{mv^2}{r \cdot mg} = \frac{v^2}{9{,}81r} = 0{,}102 \frac{v^2}{r};$$

luego :

$$h = s \operatorname{tang} \alpha = \frac{sv^2}{9{,}81r}. \qquad (170)$$

Siendo : m la masa del vehículo ;

$g = 9{,}81$ la aceleración de la gravedad en metros por segundo ;

v = velocidad de marcha en metros por segundo. Si sustituimos la velocidad en kilómetros por hora, ó sea :

$$V = \frac{v \cdot 3600}{1000} = 3{,}6v;$$

ó

$$v = \frac{V}{3{,}6},$$

resultará :

$$h = \frac{sV^2}{3{,}6^2 r \cdot 9{,}81} = \frac{sV^2}{127r}. \qquad (171)$$

Según esta fórmula obtenemos para las diferentes trochas y un ancho de hongo de 60, 60, 50 y 40 milímetros, respectivamente :

Trocha :

1,176 ; 1,435 ; 1,000 ; 0,759 ;

Ancho de hongo :

60 ; 60 ; 50 ; 50 ;

Elevación h en metros : (172)

$0{,}0137 \frac{V^2}{r}$; $0{,}0118 \frac{V^2}{r}$; $0{,}0083 \frac{V^2}{r}$; $0{,}0062 \frac{V^2}{r}$;

Elevación h en milímetros :

$13{,}7 \frac{V^2}{r}$; $11{,}8 \frac{V^2}{r}$; $8{,}3 \frac{V^2}{r}$; $6{,}2 \frac{V^2}{r}$.

La relación entre la velocidad V y el radio r de la curva está reglamentada por las empresas ferroviarias, que exigen que las curvas sean recorridas con velocidad que no pase de ciertos límites. Según el reglamento de los ferrocarriles austriacos esta relación está representada por la fórmula empírica :

$$V \leq 3,6\sqrt{r}. \qquad (173)$$

Sin embargo, no sería del todo lógico introducir el valor de V en la fórmula para h, porque las circunstancias locales y propias de cada ferrocarril pueden influir de un modo diverso, y es por lo tanto conveniente estudiar cada caso por separado y determinar los valores de V correspondientes, lo cual deja ver que, en rigor, no hay fórmula precisa.

Debido á estas consideraciones, en la práctica las diferentes empresas emplean fórmulas empíricas.

En Alemania, la *Main Weser Bahn* adopta la siguiente :

$$h = \frac{1800 - r}{10000} \text{ (trocha de 1,435).} \qquad (174)$$

En este caso no se tiene en cuenta la velocidad.

En las líneas francesas, que emplean, por lo general, la fórmula

$$h = \frac{K}{v},$$

se usan diferentes valores de K, según el carácter de la línea y la velocidad media empleada. Se distinguen en este sentido cuatro á cinco grupos, para los cuales se ha fijado la siguiente relación :

1er grupo...	$V = 50^{Km}$;	$K = 30$;	$h = \frac{K}{V}$ trocha 1,435	(175)
2° —	60	40		
3° —	65	50		
4° —	70	60		
5° —	80	75		

cuyos valores se obtienen también de la fórmula teórica para trocha media, es decir :

$$h = \frac{0,012V^2}{r} m \qquad (176)$$

Algunos autores modernos, apoyándose en experimentos, opinan que la sobreelevación puede faltar completamente ó ser empleada solamente en las curvas más fuertes y aumentarse la velocidad de los trenes considerablemente en las curvas, sobrepasando en mucho los límites establecidos, sin que se produzca peligro alguno.

El ingeniero Findlay, director general del ferrocarril Nord-Oeste, cita como ejemplo la línea London-Carlisle, que se recorre con trenes cuya velocidad media es de 75 kilómetros; la cual aumenta hasta 120 de velocidad efectiva, y cuyas curvas se recorren sin reducción alguna de velocidad, no obstante que tiene curvas hasta de 400 metros de radio.

Sólo cuando este es menor, recomienda alguna precaución, aunque la experiencia demuestra que curvas de 300, 200, 160, 120 metros pueden ser recorridas con velocidades considerables, aún sin sobréelevación alguna.

En igual sentido opinan los ingenieros Loncrenon, Morandière, Le Chatelier, según los cuales, de ensayos hechos en Noisy, verificados por disposición del gobierno Francés, resulta que la sobreelevación puede faltar completamente sin que se comprometa la seguridad de la marcha, aunque la velocidad sea muy grande.

La sobreelevación se obtiene generalmente levantando el riel exterior, aunque parecería más lógico levantar el exterior y bajar el interior, cada uno de la mitad de la sobreelevación calculada. Sin embargo, esta disposición ofrece algunos inconvenientes en la práctica, y por ese motivo se prescinde de ella.

Conviene que la sobreelevación correspondiente exista ya cuando empieza la curva (punto de tangencia), y que se levante el riel poco á poco, formando sobre la recta una rampa de una longitud que sea, por lo menos, igual á

$$l = 250 \text{ h.}$$

ó mejor entre 300 h. y 500 h.

En algunas líneas, se exige que la rampa tenga una longitud de 1000 h., así, por ejemplo, para una sobreelevación de 0,03 metros, la rampa de acceso tendrá 30 metros.

Entre una curva y una contracurva, es necesario interponer una línea recta, cuya longitud es, por lo menos, igual á la de las dos rampas de acceso, á la que hay que agregar 10 metros para facilitar el paso de la pendiente á la contrapendiente.

Cuando se trata de curvas en el mismo sentido, conviene, en lo posible, evitar rectas menores de 40 á 50 metros. y especialmente no deben interponerse, con el objeto de obtener puentes rectos, rectas de poca extensión, siendo, por lo contrario, mejor proyectarlos curvos. Si entre dos curvas de igual sentido no se pueden evitar rectas de menor extensión de 40 metros, la sobreelevación debe extenderse sobre ellas y, en todo caso, si es posible, debe interponerse entre las dos curvas una tercera de mayor radio en reemplazo de la recta.

Si la recta entre curva y contracurva es demasiado corta para las dos rampas de acceso, conviene más disminuir la sobreelevación que emplear rampas demasiado fuertes.

XVIII

CURVAS DE TRANSICIÓN

El trazado de un camino se compone de alineaciones, rectas y curvas.

Para que el paso de las unas á las otras no se verifique bruscamente (lo que sólo podría admitirse sin peligro cuando los trenes marcharan con poca velocidad), se emplean las curvas de transición, que deben satisfacer á dos condiciones:

1° Su radio de curvatura debe ser igual: al infinito en su principio ó punto de tangencia con la recta, y al radio de la curva en su punto de unión con ésta;

2° La curva de transición debe tener una extensión suficiente para que en ella se pueda desarrollar el desnivel requerido, sin que se produzcan pendientes perjudiciales para el tráfico.

Supongamos que el largo de la curva de transición sea a, ρ su radio y r el de la curva del trazado (fig. 47).

Las dos condiciones impuestas quedan satisfechas por la ecuación:

$$\rho = \frac{ar}{x}. \qquad (177)$$

puesto que tenemos para :

$$x = 0; \qquad \rho = \infty;$$

$$x = a; \qquad \rho = r.$$

El cálculo diferencial nos da :

$$\rho = \frac{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}}{\frac{d^2y}{dx^2}}. \tag{178}$$

Como la curva de transición es muy suave, el valor

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)^2 = \text{tang}^2\,\alpha$$

es muy pequeño, así que puede despreciarse, y las (177) y (178) nos darán :

$$\rho = \frac{ar}{x} = \frac{1}{\frac{d^2y}{dx^2}}$$

ó

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{x}{ar}.$$

Integrando dos veces resultará :

$$y = \frac{x^3}{6ar}. \tag{179}$$

Esta curva concuerda bastante con las dos condiciones impuestas, siempre que no se extienda demasiado y es, como indica la ecuación, una parábola cúbica.

Vamos á considerar ahora el valor de a.

Siendo h la elevación del riel exterior, la pendiente de la curva de transición, está representada por el valor $\frac{h}{a}$. Esta pendiente debe ser tal que no perjudique al tráfico. Según experiencias hechas, puede adoptarse como límite máximo 0,0025.

Resultará : $$a = \frac{h}{0,0025} = 400 \text{ h}. \tag{180}$$

Por otra parte, la elevación del riel es según la fórmula (170):

$$h = \frac{v^2}{r} \cdot \frac{s}{g}, \qquad (181)$$

y, por lo tanto:

$$a = 400 \frac{v^2}{r} \cdot \frac{s}{g}, \qquad (182)$$

y

$$y = \frac{x^3}{245 v^2 \cdot s}, \qquad (183)$$

ó sea:

$$\left.\begin{array}{lll} \text{Para trocha ancha:} & & y = 0{,}0024 \dfrac{x^3}{v^2}; \\ \quad — & \text{media:} & y = 0{,}0030 \dfrac{x^3}{v^2}; \\ \quad — & \text{angosta:} & y = 0{,}0040 \dfrac{x^3}{v^2}; \end{array}\right\} \qquad (184)$$

ó si se adopta como velocidad máxima la de $v = 17$ metros por segundo (61 kilómetros por hora), resultará:

$$\left.\begin{array}{lll} \text{Para trocha ancha:} & & y = 0{,}0000084x^3: \\ \quad — & \text{media:} & y = 0{,}0000097x^3; \\ \quad — & \text{angosta:} & y = 0{,}0000142x^3. \end{array}\right\} \qquad (185)$$

Si hacemos (fórmula 182):

$$ar = 400 \frac{v^2 s}{g} = q$$

tendremos (fórmula 179):

$$y = \frac{x^3}{6q} \qquad (186)$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{x^2}{2q} \qquad (187)$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{x}{q}$$

$$\rho = \frac{q}{x}. \qquad (188)$$

Un valor muy usado en Europa para los ferrocarriles de trocha normal es:

$$q = 12000.$$

El largo de la curva, con mucha aproximación, es AB = BF = a.

Además:
$$\operatorname{tang} \alpha = \frac{BF}{EF},$$

luego:
$$EF = \frac{BF}{\operatorname{tang} \alpha} = \frac{y}{\frac{dy}{dx}};$$

y para las (186 y 187):

$$EF = \frac{2qy}{x^2} = \frac{2qx^3}{6qx^2} = \frac{x}{3} = \frac{a}{3}. \qquad (189)$$

En el punto B, $\rho = r$ y, por lo tanto:

$$\rho = r = \frac{q}{a},$$

luego el largo de la curva es:

$$a = \frac{q}{r}.$$

El valor BF resulta como sigue:

$$BF = EF \operatorname{tang} \alpha = \frac{a}{3} \frac{dy}{dx} = \frac{ax^2}{3 \,.\, 2q} = \frac{a \,.\, a^2}{6q} = \frac{a^3}{6q},$$

y por la anterior:

$$BF = \frac{1}{6q} \cdot \frac{q^3}{r^3} = \frac{q^2}{6r^3}.$$

Para hallar el centro M del círculo F_1BC_1, tenemos:

$$\operatorname{tang} \alpha = \frac{b}{\frac{a}{3}} = \frac{3b}{a}. \qquad (190)$$

Por otra parte : $x_2 = r \operatorname{sen} \alpha$;

$$y_2 = r - r \cos \alpha.$$

Como ahora la curvatura FB es muy pequeña y, por lo tanto, lo es también el ángulo α, podemos poner sin gran error:

$$\operatorname{sen} \alpha = \operatorname{tang} \alpha = \frac{3b}{a}$$

$$\cos^2 \alpha = 1 - \operatorname{sen}^2 \alpha = 1 - \left(\frac{3b}{a}\right)^2$$

$$\cos \alpha = \left[1 - \left(\frac{3b}{a}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}} = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{3b}{a}\right)^2;$$

y, por consiguiente :

$$x_2 = r \operatorname{sen} \alpha = \frac{3br}{a} = \frac{3a^3r}{6qa} = \frac{ra^2}{2q} = \frac{a}{2} \qquad (191)$$

$$y_2 = r(1 - \cos \alpha) = r\left[1 - 1 + \frac{1}{2}\left(\frac{3b}{a}\right)^2\right] = v\frac{q}{2}\frac{b^2}{a^2},$$

y como :

$$b = \frac{a^3}{6q} \qquad \text{y} \qquad ar = q, \qquad b = \frac{q^2}{6r^3}$$

$$y_2 = \frac{3}{4}b \qquad (192)$$

$$TT_1 = b - y_2 = \frac{1}{4}b = \nu,$$

y por último : $\nu = \dfrac{q^2}{24r^3}.$

Según la ecuación de la curva de transición para $x = \frac{a}{2}$, tendremos :

$$y = TT_2 = \frac{\left(\frac{a}{2}\right)^3}{6q} = \frac{a^3}{48q};$$

y para $a = \frac{q}{r}$

$$y = TT_2 = \frac{q^2}{48r^3} = \frac{\nu}{2}. \qquad (193)$$

XIX

DETERMINACIÓN DEL RADIO

En cuanto al radio de las curvas, en las disposiciones reglamentarias, se establece lo siguiente: en la vía general, deben adoptarse los más grandes posible: los menores de 300 metros, sólo son admisibles en casos especiales, y los menores de 180 metros son inadmisibles. En las pendientes fuertes, conviene emplear grandes radios, y los cambios de declive, hallarse en recta.

Además, para líneas secundarias, los radios no deben, en general, ser menores de 150 metros, y en ningún caso de 100 metros.

En vías secundarias, de trocha angosta de 1 metro, el radio mínimo será de 70 metros y en las de 0,75 metros de trocha, no debe ser menor de 50 metros.

En las vías principales, puede emplearse un radio menor, siempre que los vehículos tengan una construcción especial que se ajuste á dicho radio.

Al considerar los gastos de transporte que producen las curvas, hay que distinguir si éstas se hallan en pendientes nocivas ó innocivas, porque hemos visto ya que las curvas en pendientes nocivas sólo causan consumo de vapor en una dirección, de modo que el gasto es sólo la mitad del de las curvas en pendientes innocivas.

Si el ángulo central de una curva es α, y si aumentamos el radio de r á R, aumenta el desarrollo de αr á αR, pero el trabajo necesario para vencer la resistencia de la curva, queda el mismo, es decir :

$$K \frac{1}{r} \alpha r = K \frac{1}{R} \alpha R = K\alpha; \qquad (194)$$

pero la longitud del trazado (fig. 48) disminuye de:

$$\lambda = R - r\left(2 \operatorname{tang}\frac{\alpha}{2} - \alpha\right). \qquad (195)$$

Los gastos de tracción, movimiento y conservación por la curva de radio mayor R, longitud l y pendiente s para el tráfico de A_1 y B_1, llamando :

U los gastos de conservación por kilómetro-vía ;

T las toneladas de carga útil anuales ;

P el número de pasajeros por año ;

$k = 0,39 + 5s + 19s_1$ centavos oro, los gastos de transporte por tonelada-kilómetro carga útil (véase capítulo XIII) ;

$k_1 = 0,29 + 3s + 13s_1$ centavos oro, los gastos de transporte por pasajero-kilómetro ; serán (despreciando los resistencias de la curva) :

$$K_1 = l\left\{ U + T(0,39 + 5s + 19s_1) + P(0,29 + 3s + 13s_1)\right\} \qquad (196)$$

y si la diferencia del nivel entre A_1 y B_1 es h, es decir $l_1 s_1 = h$, resulta :

$$K_1 = l_1\left\{ U + T(0,39 + 5s) + P(0,29 + 3s)\right\} + h(19T + 13P). \qquad (197)$$

Los gastos en la curva más fuerte y el camino A_1ABB_1, será :

$$K_2 = l_2\left\{ U + T(0,39 + 5s) + P(0,29 + 3s)\right\} + h(19T + 13P); \qquad (198)$$

por lo tanto, la economía empleando la curva más suave será :

$$\varepsilon = l_2 - l_1\left\{ U + T(0,30 + 5s) + P(0,29 + 3s)\right\} \qquad (199)$$

y si sustituimos el valor

$$\lambda = l_2 - l_1,$$

resulta :

$$\varepsilon = (R - r)\left(2 \operatorname{tang}\frac{\alpha}{2} - \alpha\right) \times$$

$$\left\{ U + T(0,39 + 5s) + P(0,29 + 3s)\right\} \qquad (200)$$

Es decir que la economía es completamente independiente de los desniveles de la línea, mientras que aumenta ó disminuye con la mayor ó menor amplitud del ángulo central, ó en la diferencia entre los radios.

Por ejemplo, supongamos :

U = 18000 centavos al año por kilómetro de vía ;

T = 600.000 toneladas ;

P = 400.000 pasajeros ;

$$s = 0{,}01 \,; \quad \alpha = 60^\circ \,; \quad \text{arc}\ \alpha = 1{,}047 \,; \quad \text{tang}\ \frac{\alpha}{2} = 0{,}577$$

entonces para R y r en metros :

$$\varepsilon = \frac{(R - r)}{1000}(2 \,.\, 0{,}577 - 1{,}047) \times$$
$$[18000 + 600000\,(0{,}39 + 5 \,.\, 0{,}01) + 400000\,(0{,}29 + 3 \,.\, 0{,}01)]$$

$$\varepsilon = (R - r)\, 0{,}107 \,.\, 4{,}10 = 0{,}44\,(R - r) \text{ pesos oro.}$$

Si se emplea un radio de 400 metros, en lugar de 300 metros, habría una economía anual en gastos de conservación y transporte igual á 44 pesos oro que, al 5 °/₀, representa un capital de 880 pesos.

Adoptando una curva más suave, es decir de 400 metros de radio en vez de 300 metros, habrá conveniencia ó será indiferente emplear el mayor radio, cuando el exceso de gastos de construcción no superen los 880 pesos economizados en la curva menor ó alcancen á dicha cifra.

Si el ángulo central de la curva fuera 90° en lugar de 60°, la economía hubiera sido :

$$\varepsilon_1 = (R - r)\, 4{,}1\,(2000 - 1571) = 1{,}76\,(R - r) \text{ pesos,}$$

y para un ángulo central de 30° :

$$\varepsilon_2 = 4{,}1\,(R - r)\,(0{,}536 - 0{,}524) = 0{,}05\,(R - r).$$

En resumen :

Para α =	30°	la economía es igual á	1
—	60	—	8,8
—	90	—	35,2

quiere decir que la disminución de curvatura ó sea el aumento de radio influye más en curvas de ángulo central grande que en curvas con pequeños ángulos centrales.

No debe olvidarse que en el cálculo que acabo de hacer, no se ha tenido en cuenta que el desgaste de los rieles y el de las llantas, aumentan considerablemente con la disminución del radio, lo que demuestra que la economía efectiva, cuando se aumenta el radio, es aún mayor que lo que resulta de la fórmula establecida.

En ferrocarriles de montaña, en los que hay que desarrollar la línea artificialmente, sólo influye económicamente esta última circunstancia, puesto que la disminución de desarrollo producida por una curva de menor radio, tendrá que ser compensada por un aumento en otra parte.

En las pendientes máximas, hay que aprovechar por completo la fuerza de tracción de la locomotora y, por lo tanto, es necesario que la pendiente determinante, que en la recta es s, disminuya en las curvas de $c = \frac{1}{r}$. En la curva, cuyo largo es $\lambda = \alpha r$, la altura que se puede subir es, por lo tanto, sólo de:

$$h_1 = \alpha r \left(s - \frac{1}{r}\right) = \alpha r s - \alpha = \lambda s - \alpha.$$

Pero como λs es la altura h que habría que subir, si en lugar de la curva hubiera una recta, resulta que la altura ganada en la curva, es decir h_1, es menor de arco α_1, que la ganada en la recta, luego:

Si se disminuye la pendiente s en las curvas del valor que representa la resistencia de las mismas, el largo de la traza que se necesita para subir una altura dada es independiente de los radios de curvatura.

Si la suma de todos los ángulos centrales de las curvas de una línea es α (medido sobre el arco de radio 1 metro) el valor $\frac{\alpha^{m}}{s}$, es el mayor desarrollo por dar á la línea para ganar la altura perdida y si α se expresa en grados, se alarga el trazado de $0{,}000018 \frac{\alpha^{Km}}{s}$.

En muchos casos, sobre todo tratándose de curvas de grandes radios, es incómodo cambiar de pendiente al llegar á una curva; así que, muy á menudo se mantiene aún la pendiente determinante.

Entonces, para fijar ésta, hay que agregar á la pendiente máxima de la recta, la equivalente á la resistencia de la curva más fuerte. El *radio* de la curva que se introduce en este caso en el cálculo se llama *normal determinante.*

Entonces, en las curvas de radio menor que el normal, deberemos modificar la pendiente determinante que corresponde á éste, disminuyéndola del valor recíproco de dicho radio menor.

Si la pendiente más fuerte, en recta, es igual á 0,025 y se extiende sobre una curva de 500 metros de radio, la determinante sería :

$$0,025 + \frac{1}{500} = 0,027.$$

En curvas más fuertes, la pendiente determinante sería :

Para el radio de 300 metros........	= 0,0283
Para el radio de 400 metros........	= 0,0275

Si el radio de 500 metros fuera el normal en curvas de 400 metros habría que disminuir la pendiente determinante del valor :

$$0,027 - 0,0025 = 0,0245$$

y en las de 300 metros de radio :

$$0,027 - 0,0033 = 0,0237.$$

Pero la ventaja que se obtiene con introducir un radio normal, produce fuertes gastos.

Si la traza puede verificarse sin desarrollar la linea artificialmente, la adopción de un radio normal $= r_0$, tiene como consecuencia que la pendiente determinante aumenta de la cantidad $\frac{1}{r_0}$ y, por lo tanto, los gastos de explotación.

Para T toneladas de carga útil y P pasajeros anuales, el aumento de gastos sería:

$$V = \frac{1}{100}(5T + 3P)\frac{1}{r_0} \text{ pesos oro al año.} \qquad (201)$$

Si : $T = 400000$ toneladas ; $P = 300000$; $r_0 = 500$ metros ; el aumento anual por kilómetro de vía sería :

$$V = \frac{1}{100}(5 \times 400000 + 3 \times 300000)\frac{1}{500} = 58 \text{ pesos oro.}$$

Más costoso resulta aún el empleo de un radio normal, si hay que ganar una altura h mediante un desarrollo artificial.

Si la pendiente más fuerte s_1 se conserva aún en la curva cuyo radio es r_0, la determinante es :

$$s = s_1 + \frac{1}{r_0}.$$

En todas las rectas, cuyo largo total sea l_1, se gana una altura $h_1 = s_1 l_1$, mientras que si se hubiera conservado en ellas la pendiente determinante s se hubiese subido una altura $h_1 = s l_1$. En una curva cuyo radio r_1 es mayor que el normal r_0, y cuyo ángulo central es α_1 (en grados), se gana la altura $h_2 = 0{,}000018\alpha_1 r_1 s_1$, mientras que se hubiera podido emplear la pendiente $s - \frac{1}{r}$ y ganar la altura $h_3 = 0{,}000018\alpha_1 r_1 \left(s - \frac{1}{r_1}\right)$.

Por lo tanto, la altura total que podía haberse ganado, es igual :

$$0{,}000018\alpha_1 r_1 (s - s_1) - 0{,}000018\alpha_1,$$

ó sea, si el largo de esta curva es $l_2 = 0{,}000018\alpha_1 r_1$, igual á

$$l_2 (s - s_1) - 0{,}000018\alpha_1.$$

En las rectas, habría podido ganarse una altura máxima de

$$l_1 (s_1 - s).$$

Si la suma de todos las ángulos centrales que tienen mayor radio que el normal es α, y su extensión, más la longitud de todas

las rectas, igual l (largo total de la línea), se hubiera alcanzado, sin radio normal una altura en más de:

$$h_0 = (s - s_1)\, l - 0{,}000018\alpha.$$

Como la altura por subir está dada, el desarrollo de la línea podría disminuirse de $\lambda = \frac{h_0}{s}$, ó sea :

$$\lambda = l\left(1 - \frac{s_1}{s}\right) - 0{,}000018\,\frac{\alpha}{s}.$$

De este mayor desarrollo, por la adopción del radio normal, se podía haber ahorrado anualmente los intereses del capital invertido en la construcción, la conservación y la parte de los gastos de transporte que no dependen de la altura por subir.

Estos últimos importan para T toneladas y P pasajeros :

$$\frac{T}{100}(0{,}39 + 5s) + \frac{P}{100}(0{,}29 + 3s).$$

Si en lugar de adoptar un radio normal se *hubiera disminuido la pendiente determinante* en las curvas del valor recíproco del radio de las mismas, habríamos ahorrado :

$$\varepsilon = \left\{ Ai + U + \frac{T}{100}(0{,}39 + 5s) + \frac{P}{100}(0{,}29 + 3s) \right\} \times \left\{ l\left(1 - \frac{s_1}{s}\right) - 0{,}000018\,\frac{\alpha}{s} \right\}$$

Supongamos que la pendiente mayor en recta es $s_1 = 0{,}025$ y se conserva en curvas de radio de 500 metros, la pendiente determinante sería :

$$s = 0{,}025 + \frac{1}{500} = 0{,}027.$$

Ahora, si la suma de todas las rectas y curvas con radio mayor de 500 metros, es : $l = 15$ kilómetros ; la de los ángulos centrales de estas curvas $= 400°$; el tráfico T = 400.000 toneladas útiles, y P = 300.000 pasajeros, el costo kilométrico de la línea A = 22.000 pesos oro (excluyendo el tren rodante y edificios), la conservación

por kilómetro $U = 180$ pesos oro, y el interés anual $i = 0,05$, tendríamos:

$$\varepsilon = [22000 \,.\, 0,05 + 180 + 4000\,(0,39 + 5 \,.\, 0,027) +$$

$$3000\,(0,29 + 3 \,.\, 0,027)] \,.\, \left[15 \left(1 - \frac{0,025}{0,027}\right) - 0,000018 \,\frac{400}{0,027}\right] =$$

$$[1100 + 180 + 2100 + 1113] \,.\, [1,111 - 0,266] =$$

$$\varepsilon = 4493 \,.\, 0,844 = 3794 \text{ pesos oro anuales.}$$

En vista de estos resultados, puede decirse *que el empleo de un radio normal es vicioso* y que *es preferible disminuir en las curvas la pendiente determinante de la recta por el valor recíproco del radio de la curva.*

De consideraciones análogas, que haremos en seguida, resulta que las curvas son, en general, viciosas y deben evitarse á no ser que sean justificadas por economía en la construcción.

Cuando se traza la línea sin desarrollo artificial, con la supresión de las curvas, no sólo se obtiene una disminución de resistencia, sino también una economía en el desarrollo.

Si se compara la línea sinuosa AFGHJB (fig. 49), cuya longitud es l_2, con la recta AB de longitud l_1 se deducirá una economía en los gastos de conservación (que es proporcional á la diferencia de desarrollo $(l_2 - l_1) = \lambda$), en los de tracción y movimiento y finalmente en los producidos por la resistencia de las curvas, cuyos ángulos centrales suman $\alpha_0 + \alpha_1 + \alpha_2 = \alpha$ grados.

La resistencia de estas curvas, si la carga arrastrada (peso bruto) es Q, será $0,000018\alpha Q$ tonelada-kilómetros. Como el gasto de locomotora para verificar un trabajo de una tonelada-kilómetro importa 0,106 pesos oro, resulta que con la supresión de las curvas se obtiene una economía de $0,00000191\alpha Q$ pesos oro.

Si la traza se halla en pendientes innocivas, esta reducción de gastos se produce para ambas direcciones, y en pendientes nocivas la reducción subsiste solamente para la subida, de modo que hay que calcular la mitad de este valor.

La economía total que se obtiene con la supresión de las curvas es, pues, en pendientes innocivas:

$$\varepsilon = \lambda \left[U + \frac{T}{100}(0,39 + 5s) + \frac{P}{100}(0,29 + 3s)\right] + 0,00000191\alpha Q. \quad (203)$$

Para las nocivas debe sólo calcularse la mitad del último término.

Para $s = 0{,}027$;
$T = 400.000$;
$P = 300.000$;
$Q = 2.500.000$ (incluyendo el peso de la locomotora);
$U = 180$ pesos oro;
$\lambda = 0{,}03$ kilómetros; y
$\alpha = 100°$.

$$\varepsilon = 580 \text{ pesos oro.}$$

La línea recta sería, porlo tanto, justificada aunque su construcción importe un mayor gasto de $\frac{580}{0{,}05} = 11600$ pesos oro, sobre la línea sinuosa.

XX

VALOR MÁS VENTAJOSO DE LA PENDIENTE DETERMINANTE

Terminado el anteproyecto del trazado, es necesario someter la pendiente más fuerte á algunas consideraciones, con el fin de averiguar si ella puede conservarse.

Con este fin es conveniente dividir toda la línea en dos grupos, de los cuales el primero contiene las pendientes obligadas ó lasque pueden adoptarse definitivamente por ser suaves, y el otro aquellas que pudieran resultar demasiado fuertes después de un examen prolijo y fuera necesario estudiarlas mayormente.

El primer grupo puede también ser una línea ya constituida de pendientes suaves (llanura), y el segundo grupo comprender una prolongación proyectada en terreno montañoso, donde se requiere un desarrollo artificial.

Se determina la altura que pueda subirse mediante todas las pendientes del segundo grupo, y como se supone igual tráfico en ambas direcciones, no hay que tener en cuenta el sentido de las subidas. Supongamos ahora, que por un desarrollo artificial fuera posible disminuir las pendientes hasta s, que sería determinante de

todo el trecho, llamando h la altura por subir, x la proyección horizontal de la rampa, tendríamos :

$$x = \frac{h}{s}. \qquad (204)$$

Pero, como en las curvas hay que disminuir las pendientes en relación á la resistencia $c = \frac{1}{r}$, en una de r metros de radio y ángulo central α°, se pierde en la curva de $0{,}000018\alpha r$ kilómetros de largo, la altura $0{,}000018\alpha$. Siendo ahora α la suma de todos los ángulos centrales, de todas las curvas que forman el trazado (expresada en grados) se necesita para subir una altura h un desarrollo:

$$l_1 = \frac{h + 0{,}000018\alpha}{s}, \qquad (205)$$

y si suponemos que :

$$h_1 = h + 0{,}000018\alpha,$$

resultará :

$$l_1 = \frac{h_1}{s}. \qquad (206)$$

Si los gastos de construcción son A por kilómetro y los anuales de conservación U, el interés del capital de construcción y conservación de la línea, en toda la extensión del trecho que hay que desarrollar, es :

$$K_0 = (Ai + U)\frac{h_1}{s}. \qquad (207)$$

En adelante, como es de práctica, para simplificar las fórmulas, supondremos que un pasajero representa un tonelaje útil de $\frac{1{,}25b_1}{b}$, lo que puede hacerse sin inconveniente, por lo difícil que es conocer de antemano el tráfico real de la línea que se proyecta. El coeficiente $\frac{1{,}25b_1}{b}$ se deduce directamente como término medio de las ecuaciones 118 y 122, siendo b y b_1 respectivamente los coeficientes de carga para carga y pasajeros.

Llamemos T el tonelaje útil deducido de las fórmulas; s la pen-

diente determinante; $\frac{h_1}{s}$ la longitud del desarrollo; los gastos de transporte serán:

$$K_1 = \left\{ f + \frac{\frac{1}{2}(B_1 + B_0)(\omega + s)}{(z - \omega - s) L} \right\} bT \frac{h_1}{s}, \qquad (208)$$

siendo B_0 los gastos de tracción de la locomotora en la bajada, cuando hay que emplear los frenos (esto es, que la fuerza de tracción $z = 0$), y B_1 en la pendiente determinante, donde se aprovecha por completo la fuerza de tracción.

Como en el primer grupo se conserva el trazado intacto, no es necesario tener en cuenta los gastos de construcción y conservación, puesto que no los afecta la pendiente s, pero sí, los de transporte porque dependen de ésta.

Si suponemos que la pendiente equivalente del primer grupo es s_2, los gastos de transporte serán:

$$K_2 = \left\{ f + \frac{B_0 (\omega + s)}{(z - \omega - s) L} + \frac{\frac{1}{2} B_1 - B_0 (\omega + s_2)}{(z - \omega - s) L} \right\} hTl. \qquad (209)$$

Por lo tanto, la suma de todos los gastos que dependen de la pendiente determinante s es:

$$K = K_0 + K_1 + K_2$$

y si hacemos

$$m = \frac{l}{h_1}, \qquad (210)$$

resulta:

$$K = \frac{h_1 bT}{L} \left\{ (Ai + U) \frac{L}{bT} \cdot \frac{1}{s} + \frac{fL}{s} + \frac{\frac{1}{2}(B_1 + B_0)(\omega + s)}{(z - \omega - s) s} + \frac{m (B_0 (\omega + s) + \frac{m}{2} (B_1 - B_0)(\omega + s_2)}{z - \omega - s} \right\} + h_1 bTmf. \qquad (211)$$

El croquis de la figura 50 traduce gráficamente las expresiones analíticas que acabamos de obtener:

$$h_1 = h + 0{,}000018x; \qquad l_1 = \frac{h_1}{s}.$$

1° *Gastos totales* en intereses del costo de construcción y de conservación del 2° grupo BC :

$$K_0 = (Ai + U)\frac{h_1}{s};$$

2° *Gastos de transporte* del 2° grupo AB :

$$K_1 = \left\{ f + \frac{\frac{1}{2}(B_1 + B_0)(\omega + s)}{z - \omega - s} \right\} \frac{bTh_1}{s};$$

3° *Gastos de transparte* del 1er grupo AB :

$$K_2 = \left\{ f + \frac{B_0(\omega + s)}{(z - \omega - s)L} + \frac{\frac{1}{2}(B_1 - B_0)(\omega + s_2)}{(z - \omega - s)L} \right\} bTl.$$

B_0 = gastos de tracción en la bajada
$B_1 = B_0 + azL$ gastos de tracción en la subida.

Si hacemos en (211) :

$$y = (Ai + U + fbT)\frac{L}{bT},$$

resulta :

$$K = \frac{h_1 bT}{L}\left\{ Y(z - \omega) + \tfrac{1}{2}(B_1 + B_0)\omega + \left[\tfrac{1}{2}(B_1 + B_0) - Y + \frac{m}{2}(B_1 + B_0)\omega + \frac{m}{2}(B_1 - B_0)s_2\right]s + mB_0 s^2 \right\}.$$

$$\frac{1}{(z - \omega)s - s^2} + h_1 bTmf.$$

Si llamamos :

$$Y(z - \omega) + \tfrac{1}{2}(B_1 + B_0)\omega = D$$

$$\tfrac{1}{2}(B_1 + B_0) - Y + \frac{m}{2}(B_1 + B_0)\omega + \frac{m}{2}(B_1 - B_0)s_2 = E$$

$$mB_0 = G,$$

resulta :

$$K = \frac{h_1 bT}{L}\left\{ \frac{D + Es + Gs^2}{(z - \omega)s - s^2} \right\} + h_1 bTmf.$$

La pendiente determinante s debe elegirse de tal modo que los gastos K sean un mínimun. Por lo tanto:

$$\frac{\partial K}{\partial s} = 0$$

resultando:

$$s^2 [E + G(z - \omega)] + 2Ds - D(z - \omega) = 0.$$

Hagamos: $$E + G(z - \omega) = N,$$

resultará:

$$S = -\frac{D}{N} + \sqrt{\frac{D^2}{N^2} + \frac{D}{N}(z - \omega)};$$

ó sea: $$S = \frac{1}{N}\left\{ - D + \sqrt{D[D + N(z - \omega)]}. \right\}$$

Hagamos ahora: $$F = D + N(z - \omega)$$

se tiene: $$S = \frac{1}{N}(- D + \sqrt{DF})$$

y considerando que:

$$N = \frac{F - D}{(z - \omega)},$$

resulta: $$S = \frac{(z - \omega)(- D + \sqrt{DF})}{F - D}$$

ó sea: $$\frac{(z - \omega)(\sqrt{F} - \sqrt{D})\sqrt{D}}{(\sqrt{F} - \sqrt{D})(\sqrt{F} + \sqrt{D})}$$

$$s = \frac{z - \omega}{1 + \sqrt{\frac{F}{D}}}.$$

Repongamos sucesivamente los valores de D, E, G, F y N, empezando con:

$$F = D + N(z - \omega)$$

y $$N = E + G(z - \omega),$$

tendremos :

$$s = \frac{z - \omega}{1 + \sqrt{\frac{D + E(z - \omega) + G(z - \omega)^2}{D}}}$$

y por consiguiente :

$$F = D + E(z - \omega) + G(z - \omega)^2 = Y(z - \omega) + \tfrac{1}{2}(B_1 + B_0)\omega +$$
$$\tfrac{1}{2}(B_1 + B_0)(z - \omega) - Y(z - \omega) + \frac{m}{2}(B_1 + B_0)(z - \omega)\omega +$$
$$\frac{m}{2}(B_1 - B_0)(z - \omega)s_2 + mB_0(z - \omega)^2 = \tfrac{1}{2}(B_1 + B_0)z +$$
$$B_0 m z(z - \omega) + \tfrac{1}{2}(B_1 - B_0)m(z - \omega)(\omega + s_2).$$

Teniéndose en cuenta que $B_1 - B_0 = azL$, y haciendo $\frac{1}{2}(B_1 + B_0) = B$ (término medio de gasto de tracción de una locomotora que camina sola, y otra que camina á todo vapor), resultará :

$$F = z\left[B + m(z - \omega)\left\{B_0 + \tfrac{1}{2}aL(\omega + s_2)\right\}\right]$$

El valor de D se transformará en :

$$D = B\omega + (Ai + U + fbT)\frac{L(z - \omega)}{bT}.$$

Introduzcamos el número n de trenes que serían necesarios por año sobre una vía recta y horizontal para transportar el peso bruto bT ; el peso de un tren sería :

$$Q = \frac{z - \omega}{\omega}L, \qquad (213)$$

y, por lo tanto : $$n = \frac{bT}{Q} = \frac{bT \cdot \omega}{(z - \omega)L}; \qquad (214)$$

luego: $$D = \omega\left\{B + \frac{1}{n}(Ai + U + fbT)\right\}$$

Sustituyendo los valores de F y D, se obtiene como pendiente más ventajosa:

$$s = \frac{z - \omega}{1 + \sqrt{\frac{z}{\omega} \cdot \frac{B + m(z - \omega)\left\{B_0 + \frac{a}{2} L(\omega + s_2)\right\}}{B + \frac{1}{n}(Ai + U + fbT)}}} \quad (215)$$

Resulta de está fórmula:

1° Que la pendiente debe aumentarse con los gastos de construcción y conservación $Ai + U$;

2° Que debe disminuirse cuando aumenta el tráfico T y consecuentemente el número n de trenes;

3° Que debe disminuirse también á medida que aumenta $m = \frac{l}{h_1}$;

4° Que la pendiente debe ser mayor cuando aumenta la equivalente s_2 de la primera sección;

5° Que la pendiente más ventajosa es tanto menor cuanto menor sea el coeficiente de tracción z de la locomotora.

Este es el único valor del cual se puede disponer libremente en un caso dado, en que por otras consideraciones se ha determinado ya el costo de la línea, la cantidad de tráfico, la longitud de la primera sección y su pendiente equivalente. Con el aumento del coeficiente de tracción, con el cual crece la pendiente s, disminuyen los gastos de transporte, conservación é interés del capital de la línea. Sin embargo, no conviene sobrepasar cierto valor de z, que es limitado por circunstancias que no han podido tenerse en cuenta al establecer la fórmula que da el valor de s.

Con el aumento de z, disminuye la velocidad posible del tren, inadmisible cuando pasa de ciertos límites, porque sería en perjuicio del buen servicio y subirían en relación los gastos del personal del tren y los intereses del capital que representa el tren rodante.

Asimismo, con el mayor número de ejes acoplados, aumenta la resistencia de fricción de la locomotora y, por consiguiente, los gastos de conservación.

La determinación del mejor valor de s, depende, pues, de la fijación de un valor adecuado de z.

La influencia de las diferentes circunstancias que deben tenerse en cuenta para la determinación de s, se nota mejor en un ejemplo numérico.

En efecto, supongamos (fig. 51) tener que cruzar una divisoria de aguas que obliga subir de un lado 200 metros y del otro 190 metros, siendo BC y DC las rampas de acceso y que los ángulos centrales de las curvas necesarias para desarrollar la línea sumen 550° y, por consiguiente, el valor

$$h_1 = 0,2 + 0,19 + 0,000018 \,.\, 550 = 0,4.$$

AB y DE son dos secciones cuyo trazado ya está determinado con la pendiente equivalente $s_2 = 0,006$ y una longitud $l = 60$ kilómetros, por lo tanto :

$$m = \frac{l}{h_1} = \frac{60}{0,4} = 150.$$

Sea además, la línea BCD presupuestada en 30.000 pesos oro por kilómetro y los gastos correspondientes de conservación en 200 pesos oro por kilómetro, de modo que :

$$Ai + U = 30000 \,.\, 0,05 + 200 = 1700 \text{ pesos oro.}$$

Sea : T = 600.000 toneladas la suma de la carga útil y pasajeros, y el coeficiente de carga $b = 2,5$, de modo que :

$$bT = 1.500.000 \text{ toneladas peso bruto.}$$

Además teníamos : $\omega = 0,0036$;
$B_0 = 7,2$ centavos ;
$a = 10,6$ centavos ;
$f = 0,123$ centavos : y
$L = 60$ toneladas.

Con estos datos, se obtienen para diferentes valores de z, la pendiente más ventajosa :

$$\left.\begin{array}{ll} z = 0,08 ; & s = 0,0185 ; \\ = 0,09 ; & = 0,0200 ; \\ = 0,10 ; & = 0,0214 ; \\ = 0,11 ; & = 0,0227 ; \\ = 0,12 ; & = 0,0240. \end{array}\right\} \quad (217)$$

A estos diferentes valores del coeficiente de tracción corresponde el peso del tren:

$$Q = \frac{z - \omega - s}{\omega + s} L. \qquad (218)$$

El número anual de trenes para transportar el peso bT será:

$$n = \frac{bT}{Q}. \qquad (219)$$

La velocidad de marcha, suponiendo que el poder de la locomotora es de 360 caballos de fuerza, será:

$$v = \frac{0,45}{z} \text{ metros por segundo.} \qquad (220)$$

Los gastos anuales en intereses y conservación, importan para las secciones AB y DE, suponiendo que su costo es de 1.200.000 pesos oro y los gastos de conservación 150 pesos oro por kilómetro:

$$1.200.000 \;.\; 0,05 + 150 \;.\; 60 = 69.000 \text{ pesos oro al año.}$$

Estos gastos importan para la sección BCD:

$$K_0 = (Ai + U)\frac{h_1}{s} = \frac{1700 \;.\; 0,04}{s} = \frac{680}{s} \text{ pesos oro.} \qquad (221)$$

Los de transporte para las secciones AB y DE son:

$$K_2 = \left\{ f + \frac{B_0(\omega + s)}{(z - \omega - s)L} + \frac{\frac{1}{2}(B_1 - B_0)(\omega + s_2)}{(z - \omega - s)L} \right\} bTl = \frac{156492z - 2700s - 9,72}{z - s - 0,0036} \text{ pesos oro} \qquad (222)$$

Los de las secciones BC y CD:

$$K_1 = \left\{ f + \frac{\frac{1}{2}(B_1 + B_0)(\omega + s)}{(z - \omega - s)L} \right\} \frac{bTh_1}{s} = \frac{852,48z - 18s - 0,0648 + 31800zs}{s(z - s - 0,0036)}. \qquad (223)$$

Tomando ahora diferentes valores para el coeficiente de tracción se obtiene la siguiente:

TABLA XI

Pendiente más ventajosa y gastos de explotación para diferentes valores del coeficiente z de tracción

Coeficiente de tracción z..........	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12
Pendiente más ventajosa s.........	0,0185	0,0200	0,0214	0,0227	0,0240
Peso de un tren Q................	157	169	180	191	201
Número de trenes anuales n.......	9554	8876	8333	7853	7463
Velocidad de marcha v............	5,63	5,00	4,50	4,09	3,75
Gastos de construcción y conservación en AB y DE..............	69000	69000	69000	69000	69000
Gastos de construcción y conservación en BC y CD K_0............	36756	34000	31776	29956	28333
Gastos de transporte en AB y DE K_2.	215527	211416	208013	205054	202641
Gastos de transporte en BC y CD K_1.	106542	100000	94410	90526	87387
Suma de gastos de construcción, conservación y transporte por año.	427825	414446	403199	394536	387361

Por las razones expuestas anteriormente, no se usarán coeficientes de tracción mayores de 0,09 ó 0,10, lo que aún es posible con locomotora de tres ejes motores.

Es cierto que, según la tabla, con un aumento del coeficiente de tracción de 0,10 hasta 0,12 se obtiene una economía de casi 4 °/o en los gastos de explotación, pero hay que tener presente que como habría que emplear una locomotora de 4 ejes acoplados, aumentarían los gastos de adquisición y conservación del motor y las resistencias de fricción, á la vez que disminuiría la velocidad de transporte. Estos hechos, que son indiscutibles, producirán un aumento de gastos que probablemente será mayor que la economía de 4 °/o que se ha calculado.

Como es muy difícil, ó más bien imposible determinar con exactitud las diferentes circunstancias que hay que tener en cuenta para fijar el coeficiente de tracción, la pendiente más ventajosa sólo podría calcularse aproximadamente dentro de ciertos límites.

En el caso que hemos tratado, no hay duda que el valor de z está comprendido entre 0,09 y 0,11 y, por lo tanto, se hallará la pendiente más conveniente entre los límites 0,0200 y 0,0227.

No es, pues, necesario adoptar en absoluto el valor de s hallado por el cálculo, porque aunque se aumente hasta un 10 %, no influye sobre los gastos de explotación.

Los valores numéricos de la tabla siguiente demuestran que un aumento de la pendiente de 0,0225 á 0,0300 acrecienta los gastos de explotación sólo en un 3 %, y que una disminución de 0,0225 á 0,0150 los aumenta en solo 2,2 %.

TABLA XII

Gastos de construcción y transporte para la línea del ejemplo tratado, y para un coeficiente de tracción z = 0,10, y para diferentes pendientes

Pendiente determinante s	Intereses del capital de construcción y gastos de conservacion		Gastos de transporte K_2	Gastos de transporte K_1	Suma total de los gastos de conservación y transporte
	Sec. AB y DE	Sec. BCD	Sec. AB y DE	Sec. BCD	
0,015	69000	45333	191622	108197	414152
0,020	69000	34000	203992	96763	403255
0,021	69000	32381	206658	95570	403609
0,022	69000	30909	209409	94512	403830
0.023	69000	29565	212218	93491	404274
0,024	69000	28333	215111	92529	404973
0,025	69000	27200	218081	91061	405342
0,030	69000	22667	234307	90452	416426

Para darse cuenta cómo influye el tráfico T sobre el valor s, conviene transformar la fórmula que nos da este valor de s:

$$s = \frac{0,0964}{1 + \sqrt{\dfrac{5436T}{237T + 109276000}}} \qquad (224)$$

(Se obtiene esta fórmula introduciendo en la general de s, los valores numéricos que se emplearon para calcular la tabla que antecede, y siendo $z = 0,10$.)

Para diferentes valores de T las de s resultan :

$$\left.\begin{array}{ll} T = 400.000 & s = 0,0224 \\ = 600.000 & = 0,0206 \\ = 800.000 & = 0,0201 \end{array}\right\} \qquad (225)$$

De igual modo y conservando los valores numéricos anteriores, se deduce :

$$s = \frac{0.0964}{1 + \sqrt{\dfrac{5436}{258 + 0,0000535\ \mathrm{A}}}}. \qquad (226)$$

Esta ecuación sirve para determinar la influencia del capital A sobre el valor de s, resultando para :

$$\left.\begin{array}{ll} \mathrm{A} = 20.000 & s = 0,0197 \\ \quad = 30.000 & \quad = 0,0210 \\ \quad = 40.000 & \quad = 0,0219 \end{array}\right\} \qquad (227)$$

La influencia de la *pendiente equivalente* de la primera sección (AB y DE) puede apreciarse en la fórmula :

$$s = \frac{0,0964}{1 + \sqrt{10,6 + 308 s_2}} \qquad (228)$$

de la cual resulta para :

$$\left.\begin{array}{ll} s_2 = 0,0036 & s = 0,0218 \\ \quad = 0,0060 & \quad = 0,0213 \\ \quad = 0,0080 & \quad = 0,0209 \end{array}\right\} \qquad (229)$$

Se observa, pues, que la pendiente equivalente de la primera sección sólo tiene una influencia muy limitada sobre la más conveniente de la segunda sección.

La *longitud* de la primera sección influye mucho sobre dicha pendiente s como se ve por la fórmula :

$$s = \frac{0,0964}{1 + \sqrt{2,6 + 0,165 l}} \qquad (230)$$

que nos da para :

$$\left.\begin{array}{ll} l = 120 & s = 0,0168 \\ \quad = 60 & \quad = 0,0213 \\ \quad = 30 & \quad = 0,0257 \\ \quad = 0 & \quad = 0,0369 \end{array}\right\} \qquad (231)$$

En el desarrollo de la fórmula general para el declive más conveniente, hemos supuesto que los gastos kilométricos de construcción son independientes del declive *s*, lo que no es del todo exacto, porque este puede influir en sentido favorable ó desfavorable sobre A. Por lo tanto, será necesario adoptar primero un valor aproximado de A y examinar si corresponde á la pendiente que resulta del cálculo. En caso contrario, hay que rectificar el valor de A y calcular otro corregido de *s*, y así sucesivamente.

Hallada de esta manera la pendiente que corresponde á los gastos de construcción pueden presentarse los siguientes casos:

1° *Que la rampa más conveniente resulte menor que algunos declives del primer grupo.* En este caso hay que separar estas pendientes del primer grupo (ó más bien la altura que se sube mediante ellas) y añadirlas al segundo grupo.

Se vuelve á calcular *s* con el nuevo valor corregido de *m*; resultará un valor algo mayor de la pendiente conveniente *s*, y así de seguida hasta que se tenga un valor mayor que cualquiera del primer grupo.

2° *Que la pendiente calculada s resulte mayor que cualquiera otra del primer grupo, pero que sea aún tan suave que obligue á un desarrollo artificial para alcanzar la cumbre.*

En este caso, el problema está resuelto y se procede á trazar la línea con esa pendiente.

3° *Que la pendiente calculada difiera tan poco de la inclinación del talweg, que no sea necesario desarrollar la línea artificialmente, ó bien que resulte mayor que la inclinación del talweg.*

En ambos casos se trazará la línea con la pendiente natural del valle, buscando el camino más corto y económico.

4° *Que la longitud del primero y segundo grupo sea tan grande que resulte necesario ó conveniente dividir los trenes ó emplear locomotoras de diferente peso*, es decir que en el primer grupo corran trenes más pesados que en el segundo, ó en este se completa la tracción del tren, agregando una segunda locomotora de remolque.

En este caso hay que verificar un nuevo examen de la pendiente más ventajosa, y se procede como se indicará en el capítulo XXI.

5° *Que la altura por subir en el segundo grupo sea tan pequeña que no haya conveniencia en considerar la pendiente correspondiente como determinante para toda la línea*, pues se vence la resistencia en ese corto trecho, mediante la fuerza viva del tren.

Se procede, entonces, como se indicará en el capítulo XXII.

Cuando se presenta uno de los tres primeros casos, se obtendrá por la fórmula una pendiente más ó menos fuerte, pero siempre nociva, es decir sera mayor que el coeficiente de resistencia. El trazado resultante será una línea de pendiente uniforme entre los dos extremos. Puede suceder, sin embargo, que esa pendiente uniforme sólo puede establecerse mediante obras de importancia, en cuyo caso es necesario examinar si no hay ventaja en abandonarla en algún trecho, sin modificar las demás condiciones del trazado, como longitud de la línea, curvas y puntos extremos.

Si sólo hay pendientes nocivas, cualquiera que sea su disposición, la equivalente será constantemente :

$$s_2 = \frac{h + 0{,}000018\alpha}{l}.$$

Si el tráfico de la línea es T toneladas de carga (peso bruto) y de P toneladas (peso bruto) de pasajeros, los gastos de transporte serán :

$$K = (0{,}15 + 2s + 7s_2)\, b_1 T l + (0{,}20 + 2s + 9s_2)\, b_2 P l \qquad (232)$$

siendo b_1 y b_2 los coeficientes de carga correspondientes.

Ahora bien, tratándose, como en el caso presente, de una línea con pendiente uniforme, cualquier modificación parcial del declive dará lugar á una pendiente s_1 mayor que la uniforme s y, por consiguiente, como será la determinante para todo el trecho, un aumento de los gastos de transporte :

$$\Delta K = 2\,(s_1 - s)\, b_1 T l + 2\,(s_1 - s)\, b_2 P l$$

$$\Delta K = 2\,(s_1 - s)\,(b_1 T + b_2 P)\, l \qquad (233)$$

no siendo necesario considerar los demás valores que entran en la fórmula de K por ser constantes.

Este aumento de la pendiente uniforme será justificado si se ahorra en la construcción una suma :

$$A \geqq \frac{2\,(s_1 - s)\,(b_1 T + b_2 P)\, l}{i},$$

y para $i = 0,05$:

$$A \geqq 40\,(s_1 - s)\,(b_1T + b_2P)\,l \text{ centavos oro};$$

luego:

$$A \geqq 0,4\,(s_1 - s)\,(b_1T + b_2P)\,l \text{ pesos oro.} \qquad (234)$$

Por ejemplo: para $s_1 = 0,012$;
$s = 0,010$;
$b_1T = 500.000$;
$b_2P = 300.000$;
$l = 50$ kilómetros.

$$A \geqq 0,4 \,.\, 0,002 \,.\, 800.000 \,.\, 50$$

$$A \geqq 32.000 \text{ pesos oro.}$$

Por lo general se hallará el valor de la nueva pendiente s_1 por tanteos aplicando la fórmula desarrollada para este caso, dando diferentes valores á s_1 y determinando la economía correspondiente que se obtiene en la construcción.

Sólo en algunos casos especiales será posible expresar los gastos de construcción en función de s y, entonces, se halla directamente su valor más conveniente por diferenciación.

Supongamos, por ejemplo, que un ferrocarril tenga que cruzar á otro á una altura de 6 metros, tendríamos (para trocha ancha) una sección media (fig. 52) de:

$$S = \frac{1}{6}\,(80,4 + 4 \,.\, 26,7 + 0) = 31,2 \text{ metros cuadrados.}$$

Si la rampa de acceso es s, la longitud de las dos es $\frac{12}{s}$, y, por lo tanto, la tierra por remover $\frac{374}{s}$ metros cúbicos, que al precio de 0,10 pesos oro por metro cúbico, representa un gasto $\frac{37,4}{s}$ pesos oro, cuyos intereses, al 5 %, son $\frac{1,87}{s}$ pesos oro al año.

Si la línea tuviera una longitud de 50 kilómetros y un tráfico de 50.000 toneladas de carga (peso bruto), y 30.000 toneladas de pa-

sajeros (peso bruto), los gastos de transporte provenientes de s, serían :

$$K_1 = 2s\ (50000 + 30000)\ \frac{50}{100} \text{ pesos oro} = 80000s \text{ pesos oro},$$

y, por lo tanto, los gastos totales :

$$S = \frac{1,87}{s} + 80000s,$$

luego se deduce, por diferenciación :

$$\frac{\partial S}{\partial s} = 80000 - \frac{1,87}{s^2} = 0$$

$$s = \sqrt{\frac{1,87}{80000}} = 0,0049.$$

Esta pendiente se convierte en la determinante de toda la línea, siempre que en algún trecho no se halle otra obligada más fuerte. Si la hubiese, se repetirá el cálculo incluyéndola, para tener en cuenta la influencia que tendría su modificación en el resultado final.

XXI

VALOR MÁS CONVENIENTE DE LA PENDIENTE DETERMINANTE CUANDO SE EMPLEA UNA LOCOMOTORA DE REMOLQUE, Ó CUANDO SE DIVIDE EL TREN

Si las pendientes fuertes forman una sección determinada de la línea de una extensión considerable, mientras las pendientes suaves forman otro grupo ó sección también de consideración, por lo general, la formación del tren no es la misma en cada una de las referidas secciones, pues los trenes formados para las pendientes fuertes serían demasiado livianos para la parte que se halla en llanura ó para hacer transitar el tren formado para la llanura, en la parte accidentada habría que emplear en ésta pendientes demasiado

suaves. Así que, en principio conviene dividir el convoy de modo que el tren pesado de la llanura, se convierta en dos ó tres remolcados por la misma locomotora en la parte accidentada, ó bien, una ó más locomotoras de más peso.

Para un tráfico dado, como en nuestro caso, conviene fijar la pendiente de la segunda sección, de manera que los trenes formados para la primera puedan dividirse en condiciones de formar dos ó más, completos, para la segunda.

Supondremos, entonces (fig. 53):

1° Que la línea está compuesta de dos secciones AB y BCD, la primera con pendientes suaves y la segunda en terreno accidentado y con pendientes fuertes, siendo en parte necesario desarrollar la línea artificialmente. La segunda puede tener trechos con pendiente obligada por la topografía del terreno y para distinguirlos, la subdividiremos en dos partes BC y CD; la primera BC en pendiente obligada y la segunda CD, cuya pendiente más conveniente habría que determinar;

2° Que en la segunda sección se empleen locomotoras del peso L y en la segunda del peso L_1.

3° Que el peso de un tren sea Q en la parte accidentada y tQ en la llanura, siendo t un coeficiente variable con la división del tren y como el peso de éste es proporcional al de la locomotora, variará con el peso de la que se emplee en cada sección. Si, por ejemplo, se emplea un solo tipo y los trenes se dividen en partes iguales, al pasar á la segunda sección será $t = 2$, y si en la primera sección se emplean máquinas de 60 toneladas y en la otra de 72 toneladas, será:

$$t = 2 \times 1,2 = 2,4.$$

Los intereses del capital y los gastos de conservación de la sección CD importan:

$$K_0 = (Al + U) \frac{h_1}{s}. \qquad (235)$$

Los gastos de transporte en la misma:

$$K_1 = \left\{ f + \frac{\left(B_0' + \frac{a z L_1}{2}\right)(\omega + s)}{(z - \omega - s) L_1} \right\} \frac{bTh_1}{s}. \qquad (236)$$

y los de transporte en la sección BC:

$$K_1 = \left\{ f + \frac{B_0' (\omega + s) + \frac{1}{2} (az L_1) (\omega + s_2)}{(z - \omega - s) L_1} \right\} bTl. \qquad (237)$$

En estas fórmulas L_1 es el peso de la locomotora en la segunda sección (parte en montaña) y B_0' los gastos indirectos de tracción correspondientes.

Para simplificar las fórmulas pondremos:

$$\frac{B_0'}{L_1} = \frac{B_0}{L}, \qquad (238)$$

lo que, como ya tuvimos ocasión de indicar, puede hacerse sin error sensible.

Para máquinas de 40, 55 y 70 toneladas, que cuestan respectivamente 12.000, 16.000 y 20.000 pesos oro, y cuyas velocidades medias (según el horario del Ferrocarril del Sud) guarda la relación 1 : 1,65 : 2,30 (en la misma relación se halla, por consiguiente, la utilización del personal de la locomotora), los valores de B_0', son:

Peso de la locomotora	40	55	70
Costo respectivo	12.000	16.000	20.000
Relación de velocidades	1	1,65	2,30
Interés al 5 % por kilómetro-locomotora	1,854	2,470	3,090
Personal	3,000	4,970	6,930
1/3 parte de los gastos de conservación	0,800	0,920	1,040
1/3 parte de la renovación	0.583	0,779	0,977
1/3 parte de lubrificación	0.266	0.305	0,345
Centavos oro por kilómetro locomotora	6,503	9,441	12,382
Parte proporcional, intereses, edificios para talleres y gastos generales	0.731	0,731	0,730
Total centavos oro B_0'	7,234	10,175	13,112
$\frac{B_0'}{L_1}$ centavos oro	0.181	0.185	0,187

Por lo tanto, las fórmulas que dan K_1 y K_2 se convierten en las siguientes:

$$K_1 = \left\{ f + \frac{\left(B_0 + \frac{azL}{2}\right) (\omega + s)}{(z - \omega - s) L} \right\} \frac{bTh_1}{s}$$

$$K_1 = \left\{ f + \frac{\frac{1}{2}(B_0 + B_1)(\omega + s)}{(z - \omega - s) L} \right\} \frac{bTh_1}{s} \tag{239}$$

y
$$K_2 = \left\{ f + \frac{B_0 (\omega + s) \frac{1}{2} azL (\omega + s_2}{(z - \omega - s) L} \right\} bTl$$

$$K_2 = \left\{ f + \frac{B_0 (\omega + s) + \frac{1}{2} (B_1 - B_0)(\omega + s_2)}{(z - \omega - s) L} \right\} bTl. \tag{240}$$

Los gastos de transporte en la primera sección AB, considerando que los trenes en ella tienen un peso tQ, importan :

$$K_3 = \left\{ f + \frac{B_0 + \frac{a}{2}(tQ + L)(\omega + s_2)}{tQ} \right\} bTl_1 \tag{241}$$

y como :
$$Q = \frac{z - \omega - s}{\omega + s} L_1$$

teniendo presente la definición anterior del valor t :

$$tQ = \frac{z - \omega - s}{\omega + s} L \tag{242}$$

$$K_3 = \left\{ f + \frac{B_0 (\omega + s)}{tL (z - \omega - s)} + \frac{\frac{1}{2} az (\omega + s_1)}{z - \omega - s} \right\} bTl_1. \tag{243}$$

Si verificamos ahora la suma :

$$K = K_0 + K_1 + K_2 + K_3$$

y si para obtener fórmulas más sencillas sustituimos los siguientes valores :

$$m = \frac{l}{h_1}; \tag{244}$$

$$m_1 = \frac{l_1}{h_1}; \tag{245}$$

$$B = \frac{B_0 + B_1}{2}; \tag{246}$$

$$B_2 = B_0 + \frac{aL(\omega + s_2)}{2}; \qquad (247)$$

$$B_3 = B_0 + \frac{aL(\omega + s_1)}{2}; \qquad (248)$$

$$n = \frac{bT\omega}{(z - \omega) L} = \text{número anual de trenes en vía horizontal} \qquad (249)$$

resulta de:
$$\frac{\partial K}{\partial s} = 0;$$

empleando las mismas transformaciones del capítulo anterior:

$$s = \frac{z - \omega}{1 + \sqrt{\frac{z}{\omega} \cdot \frac{B + m(z - \omega) B_2 + \frac{m_1}{t}(z - \omega) B_3}{B + \frac{1}{n}(Ai + Ut/bT)}}}. \qquad (250)$$

Como ejemplo numérico, tomaremos la misma línea que en el capítulo anterior.

Hallamos entonces que para el coeficiente de tracción $z = 0{,}10$, la pendiente más ventajosa era $s = 0{,}0214$.

Obtuvimos este resultado para : $L = 60$ toneladas ;

$T = 600.000$ toneladas ;

$b = 2{,}5$;

$\omega = 0{,}0036$;

$s_2 = 0{,}006$;

$i = 0{,}05$;

$B_0 = 7{,}2$ centavos ;

$a = 10{,}6$ centavos ;

$B = B_0 + \frac{azL}{2} = 7{,}2 + \frac{10{,}6 \,.\, 0{,}10 \,.\, 60}{2} = 39$;

$A = 3.000.000$;

$U = 20.000$;

$f = 0{,}123$;

y el número de trenes en vía horizontal :

$$n = \frac{2{,}5 \,.\, 600.000 \,.\, 0{,}0036}{(0{,}1 \,.\, 0{,}0036)\, 60} = 934.$$

Si repetimos ahora el cálculo, suponiendo que en la segunda sección (accidentada) se conducen los trenes por mitades, cada una por una locomotora especial del mismo tipo, tendremos :

$$t = z.$$

Si la disposición de pendientes es la del croquis (fig. 54), resulta :

$$m = \frac{6}{0,4} = 15 ;$$

quedando una longitud :

$$60 - 6 = 54 \text{ kilómetros,}$$

en que se hace el servicio con una sola locomotora, de modo que :

$$m_1 = \frac{54}{0,4} = 13,5$$

y

$$s_1 = 0,006.$$

Con estos valores, se obtiene la pendiente más conveniente :

$$s = 0,0252.$$

Los trenes en la segunda sección tendrán entonces un peso de :

$$Q = \frac{0,1 - 0,0036 - 0,0252}{0,0036 + 0,0252} . 60 = 149 \text{ toneladas ;}$$

y, por lo tanto, el peso correspondiente en la primera sección será :

$$2 \times 149 = 298 \text{ toneladas.}$$

Si en esta sección existen pendientes máximas hasta de 0,01 con curvas de 500 metros de radio, el coeficiente de tracción debe ser por lo menos :

$$z = \frac{(298 + 60)(0,01 + 0,002 + 0,0036)}{60} = 0,0931$$



R

ANALES

DE LA

SOCIEDAD CIENTÍFICA ARGENTINA

COMISION REDACTORA

Presidente...... Ingeniero CARLOS MARÍA MORALES.
Secretario...... Señor SEBASTIAN GHIGLIAZZA.
Vocales........ Doctor CARLOS BERG.
Ingeniero EDUARDO AGUIRRE.
Ingeniero MIGUEL ITURBE.

NOVIEMBRE, 1895. — ENTREGA V. — TOMO XL

PUNTOS Y PRECIOS DE SUSCRICION

LOCAL DE LA SOCIEDAD, ZEBALLOS 969, Y PRINCIPALES LIBRERIAS

Por mes, en la Capital, Interior y Exterior, incluso porte..........	$ m/n 1.50
Por año, en la Capital, Interior y Exterior incluso porte..........	» 12,00

La suscricion se paga anticipada

BUENOS AIRES
IMPRENTA DE PABLO E. CONI E HIJOS, ESPECIAL PARA OBRAS
680 — CALLE PERÚ — 680

1895

INDICE DE LA PRESENTE ENTREGA

A LOS SÓCIOS

Se ruega á los señores sócios comuniquen á la Secretaría de la Sociedad su ausencia, cambio de domicilio, etc., y cualquier irregularidad en el reparto de los *Anales* ó cobro de la cuota.

Se ruega tambien á los que tengan en su poder obras prestadas pertenecientes á la Biblioteca de la Sociedad, se sirvan devolverlas á la brevedad posible, á fin de anotarlas en el catálogo

y como habíamos adoptado el de 0,1, resulta que la tracción es posible.

Si se emplearan en la segunda sección dos locomotoras del peso de 72 toneladas, sería :

$$t = \frac{2 \,.\, 72}{60} = 2{,}4\,;$$

y resultaría : $s = 0{,}0261$.

El peso del tren sería :

$$tQ = \frac{0{,}1 - 0{,}0036 - 0{,}0261}{0{,}0036 + 0{,}0261} \,.\, 2 \,.\, 72 = 340 \text{ toneladas,}$$

y si se empleara en la segunda sección una locomotora de 60 toneladas, el coeficiente de tracción sería :

$$z = \frac{(340 + 60)(0{,}10 + 0{,}002 + 0{,}0036)}{60}\, 0{,}104.$$

De modo que apenas podría arrastrarse el tren, puesto que tenemos sólo disponible un coeficiente de tracción de 0,1.

Determinada de esta manera la pendiente más conveniente, queda por examinar si conviene dividir el servicio de tracción en dos servicios separados y hasta qué punto será ventajoso aumentar el peso de la locomotora.

Supongamos que en la segunda sección se empleen dos locomotoras del mismo peso que en la primera sección, es decir de 60 toneladas, y un coeficiente de tracción $z = 0{,}1$. Los gastos para la pendiente $s = 0{,}0252$ serían :

	Pesos oro
1° Intereses del capital y gastos de conservación de la sección ABC cuya longitud es de 60 kilómetros con una pendiente equivalente de $s_2 = 0{,}006$	69.000
2° Intereses del capital y gastos de conservación de la segunda sección CD (en desarrollo) cuya pendiente es $s = 0{,}0252$ y la altura $h_1 = 0{,}4$ kilómetros........	26.984
3° Gastos de transporte en la sección CD.............	91.905
4° Gastos de transporte en la sección BC.............	21.870
5° Gastos de transporte en la sección AB.............	175.770
Total..........................	385.529

Para el caso en que se empleen en la parte accidentada dos locomotoras de 72 toneladas, y en la primera sección una sola de 60 toneladas, resultan estos gastos:

	Pesos oro
1° Intereses del capital y gastos de conservación de la sección ABC, cuya longitud es de 60 kilómetros, con una pendiente equivalente de $s_2 = 0{,}006$	69.000
2° Intereses del capital y gastos de conservación de la segunda sección CD (en desarrollo), cuya pendiente es $s = 0{,}0252$ y la altura $h_1 = 0{,}4$ kilómetros	26.054
3° Gastos de transporte en la sección CD	91.494
4° Gastos de transporte en la sección BC	21.940
5° Gastos de transporte en la sección AB	174.960
Total	383.448

De los sistemas de explotación que sirvieron de base para nuestros cálculos se dará preferencia, sin duda alguna, al primero; pues, la economía que resulta del segundo, y que asciende anualmente á 2081 pesos oro, ó sean 0,6 °/₀, no es de bastante consideración como para compensar los inconvenientes que resultan del empleo de dos diferentes tipos de locomotora.

El sistema de explotar cada sección por separado, una con dos locomotoras, y otra con una, ofrece considerables ventajas sobre el de explotarlas ambas con una sola locomotora, como hemos supuesto en el capítulo anterior, para determinar la pendiente más conveniente, pues el primero ofrece una economía de 403199 — 385529 = 17670 pesos oro al año, ó sea un 4,4 °/₀. En realidad no se alcanzará este ahorro de gastos, pues será necesario construir estaciones con vías más largas, demorarán más los trenes en las estaciones para cambiar la locomotora y, á la vez, será necesario emplear un número mayor de éstas, cuya utilización será, por lo tanto, menos favorable; pero, siempre quedará una economía de alguna consideración en favor del sistema de la división de los trenes.

Por otra parte, no es necesorio aferrarse al valor calculado como rampa más conveniente, porque, como hemos visto, su modificación, siempre que no sea muy grande, no altera sensiblemente los gastos totales de la explotación.

En general, puede decirse, que las fórmulas que se acaban de

desarrollar para s, sólo deben considerarse como una aproximación que servirá únicamente como base de criterio, porque las suposiciones que hicimos — que los gastos de construcción son los mismos para cualquier pendiente, ó que pueda ser considerado el pasajero igual á $\frac{1,256}{6}$ toneladas útiles — no son del todo exactas; por lo tanto, será necesario calcular primeramente la pendiente s, usando valores más ó menos aproximados, como costo de la vía por construirse, trazando en seguida diferentes líneas con varios valores que se aproximen al hallado para s, para someterlos luego á un examen detallado y establecer los gastos de construcción y transporte de carga y pasajeros, dando la preferencia á aquella para la cual estos resulten un mínimo.

XXII

PENDIENTE DE INERCIA

Sucede á veces que las pendientes fuertes en las líneas son muy cortas, de modo que puede aprovecharse la inercia del tren para vencerlas, por cuya razón las llamaremos ***pendientes de inercia.***

Si la velocidad de un tren, al comenzar la pendiente de inercia es igual á v_1 y al finalizarla debe conservar una velocidad v_0, la fuerza viva del tren, ó su inercia, que puede aprovecharse para subir, es (*):

$$\beta \frac{Q + L}{2g} (v_1^2 - v_0^2), \qquad (231)$$

donde β es un coeficiente que responde á un aumento de inercia debido al volante de las ruedas y puede fijarse, con bastante aproximación, en $\beta = 1,08$.

La resistencia del tren que marcha con velocidad v en una pendiente s_1, es:

$$(Q + L)(a + bv^2 + s_1) \qquad (232)$$

(*) La fuerza viva, en general, es $F = \beta \frac{Pv^2}{2g}$.

siendo, según vimos anteriormente :

$$\left.\begin{aligned} a &= 0{,}00273\,; \\ b &= 0{,}0000131. \end{aligned}\right\} \quad (253)$$

Deduciendo de ésta la tracción de la locomotora, queda por vencer una resistencia :

$$(Q + L)(a + bv^2 + s_1) - zL, \quad (254)$$

que originará en la longitud dl un trabajo :

$$[(Q + L)(a + bv^2 + s_1) - zL]\, dl. \quad (255)$$

La fuerza viva consumida cuando la velocidad ha disminuido de dv, es :

$$\frac{\beta}{g}(Q + L)\, vdv,$$

y, por lo tanto :

$$[(Q + L)(a + bv^2 + s_1) - zL]\, dl = \frac{\beta}{g}(Q + L)\, vdv\,; \quad (256)$$

ó sea :

$$dl = \frac{\beta}{g} \cdot \frac{vdv}{a + bv^2 + s_1 - \dfrac{zL}{Q + L}}. \quad (257)$$

Si la pendiente determinante de la vía es s, tendremos :

$$(Q + L)(\omega + s) = zL,$$

ó sea :

$$dl = \frac{\beta}{g} \cdot \frac{vdv}{a + bv^2 + s_1 - \omega - s}$$

y como :

$$\omega = a + bv_1^2,$$

resulta :

$$dl = \frac{\beta}{g} \cdot \frac{vdv}{b(v^2 - v_1^2) + s_1 - s}. \quad (258)$$

Integrando, se obtiene el largo de la rampa, que puede ser vencida por la inercia del tren, agregada al esfuerzo de tracción de la

locomotora, con una disminución progresiva de velocidad $(v_1 - v_0)$:

$$l = \frac{\beta}{2g} \cdot \text{log. nat.} \frac{s_1 - s}{b\,(v_0^2 - v_1^2) + s_1 - s}. \qquad (259)$$

Siendo ahora :

$$g = 9{,}81\,; \quad \beta = 1{,}08\,; \quad b = 0{,}0000131\,; \quad v_1 = 7\,; \quad v_0 = 3\,;$$

la determinante $s = 0{,}0036$, el largo de la rampa de inercia, resultará :

$$l = 4202 \text{ log. nat. } \frac{s_1 - 0{,}003600}{s_1 - 0{,}004124}. \qquad (260)$$

La tabla siguiente contiene la longitud de la pendiente de inercia para pendientes determinantes dadas.

TABLA XIII

Pendiente inerte	Longitud correspondiente de la pendiente de inercia en metros para una pendiente determinante		
	0,0036	0,0100	0,0250
0,050	48	55	89
0.025	104	149	
0,010	369		
0,005	1970		

La altura á que se sube mediante la pendiente de inercia es $h = ls_1$, ó sea :

$$h = \frac{\beta\,(v_1^2 - v_0^2)}{2g} \; \frac{s_1}{s_1 - s_0}.$$

Si esta misma altura la tuviéramos que alcanzar mediante la determinante s, la rampa tendría una extensión :

$$l_1 = \frac{h}{s} = \frac{\beta\,(v_1^2 - v_0^2)}{2g} \cdot \frac{s_1}{s\,(s_1 - s)}. \qquad (262)$$

Por lo tanto, aumentando el largo de la pendiente de inercia

por el valor $l_2 = l_1 - l$, se convertiría en determinante, siendo:

$$l_2 = \frac{\beta (v_1^2 - v_0^2)}{2g (s_1 - s)} - \frac{\beta (v_1^2 - v_0^2) s_1}{2g (s_1 - s) s};$$

ó sea :

$$l_2 = \frac{\beta (v_1^2 - v_0^2)}{2g} \cdot \frac{1}{s}. \qquad (263)$$

Desaparece en esta fórmula el valor s_1, ó sea la pendiente de inercia, lo que quiere decir que el aumento por el cual se convierte ésta en determinante, es independiente del valor de aquéllas, es decir, constante, cualquiera que sea su valor; pero inversamente proporcional á la pendiente determinante.

Por lo tanto, si del punto de arranque B (fig. 55) de las pendientes de inercia BD y BC se traza $AB = l_2$ y si de A se traza la pendiente determinante AD, los puntos D ó C donde se cortan las pendientes de inercia y determinante, representan el límite respectivo de las primeras, de modo que sus proyecciones BC_1 y BD_1 son las longitudes l de la pendiente de inercia.

Con los valores del ejemplo anterior :

$v_1 = 7$ metros;

$v_0 = 3$ metros;

$\beta = 1,08$;

$g = 9,81$;

$l_2 = \frac{2,20}{s}$;

resulta :

Para $s = 0,0036$,	$l_2 = 611$	metros
— $s = 0,0100$,	$l_2 = 220$	—
— $s = 0,0250$,	$l_2 = 80$	—

La existencia de una rampa de inercia exige el mismo esfuerzo de tracción que si se hubiera recorrido la pendiente determinante; no variando, por consiguiente, el valor de ésta, no es perjudicial; pero produce inconvenientes en la explotación, si el maquinista, no conociendo bien la vía, no dispone oportunamente de la velocidad necesaria para vencerla y, por esto, deben evitarse, en cuanto sea posible.

XXIII

PENDIENTES VICIOSAS

En las carreteras, toda variación de la pendiente uniforme, aumenta los gastos de transporte; en los ferrocarriles el efecto es diferente. Entre dos puntos A y B, la pendiente uniforme es la más conveniente, salvo el caso en que es á la vez pendiente determinante.

Sea s_1 (fig. 56) la pendiente uniforme entre A y B;
h la diferencia de altura;
s pendiente determinante;
Q peso del tren, que se supone igual en la ida y vuelta;
T_1 el trabajo requerido para transportar el peso Q de A á B;
T_2 el trabajo correspondiente para transportarlo de B hasta A;
T la suma $T_1 + T_2$.
Tendremos para recorrer el pérfil ACDB:

$$T_1 = Q\,[(\omega - \omega)\,l_1 + (\omega + \omega)\,l_2 + (\omega + s)\,l_3]$$

$$T_2 = Q\,[0\,.\,l_3 + (\omega - \omega)\,l_2 + (\omega + \omega)\,l_1]$$

luego: $$T = Q\,[2\omega l_1 + 2\omega l_2 + \omega l_3 + s l_3]. \qquad (\alpha)$$

Para transportar la misma carga sobre la pendiente uniforme s_1, tendremos, si s_1 *es menor que* ω:

$$T_1' = Q\,(\omega + s_1)\,l$$

$$T_2' = Q\,(\omega - s_1)\,l$$

de modo que: $$T' = 2Q\omega l. \qquad (\beta)$$

y si s_1 *es mayor que* ω:

$$T_1'' = Q\,(\omega + s_1)\,l$$

$$T_2'' = 0;$$

luego: $$T'' = Q\,(\omega + s_1)\,l. \qquad (\gamma)$$

Igualando las ecuaciones (α) y (β) para el caso en que $s_1 < \omega$, tendremos:

$$2\omega l = 2\omega l_1 + 2\omega l_2 + \omega l_3 + s l_3$$

y como :

$$l = l_1 + l_2 + l_3,$$

$$s = \omega.$$

El mismo resultado se obtiene si en vez de hacer las pendientes AC y CD iguales á ω se adoptase para ellas cualquier otro valor menor que ω. Esto quiere decir que el pérfil AB, trazado con la pendiente uniforme s_1, que se ha supuesto menor que ω, puede reemplazarse por cualquier otro ADB ó ACD (fig. 57), siempre que las subidas ó bajadas sean menores ó iguales á ω.

Igualando las (γ) y (α), obtendremos para $s_1 > \omega$:

$$\omega l + s_1 l = 2\omega l_1 + 2\omega l_2 + \omega l_3 + s l_3,$$

luego:

$$\omega l_1 + \omega l_2 + s l_3 = s_1 l = h.$$

Esta condición es llenada si el perfil ADB (fig. 58) ú otro que se traza en vez del AB con pendiente uniforme, no contiene sino subidas iguales ó mayores que ω.

Los resultados que se han obtenido de este estudio pueden concretarse así :

El trazado de un trecho determinado de línea no contiene pendientes viciosas, si las que lo componen son *exclusivamente innocivas*, sean en subida ó en bajada, ó si contiene *exclusivamente pendientes nocivas*, que *suban* todas en la misma dirección.

Este mismo resultado se obtiene suponiendo un tráfico diferente en ambas direcciones. Sólo en el caso que nunca ocurre en la práctica, en que el tráfico se verificara exclusivamente en la subida, los límites dentro de los cuales se podrá disponer libremente de las pendientes, se extenderán aún más.

Para la bajada aquellas pendientes son sólo equivalentes á la uniforme en que no se gasta vapor, es decir, aquellas que sólo tienen pendientes nocivas. Todas estas líneas estarán envueltas por el paralelógramo ACBD (fig. 59), cuyos lados AC y BD tienen la inclinación de la pendiente determinante y BC y AD la del coeficiente de resistencia ω.

Si hacemos ahora un estudio comparativo de los cuatro casos,

teniendo presente las tres figuras que los representan, vemos que las pendientes *nocivas son siempre subidas* y las *innocivas*, según el caso, *subidas* ó *bajadas*, lo que nos da la regla general siguiente :

Un trazado que en una extensión dada, no tiene sino pendientes innocivas, ya sea que éstas representen subidas ó bajadas, ó que sólo las tiene nocivas, pero en subida, no tiene *pendientes perdidas*.

Esta regla es de una aplicación general, cualquiera que sea el tráfico en una ú otra dirección.

XXIV

LONGITUD VIRTUAL

En muchos casos no es necesario conocer los gastos de transporte, sino, si en una línea, que se desea comparar con otra, son mayores ó menores y qué relación hay entre unos y otros.

Aun cuando no se quiera determinar la tarifa según la distancia recorrida, sino según los gastos de transporte en cada línea, es suficiente conocer el valor relativo de éstos.

Con este objeto se ha establecido la de la *longitud virtual*.

Á primera vista, parece natural elegir como unidad de comparación, los gastos de transporte en una línea recta y horizontal; pero en la práctica, es más ventajoso adoptar como unidad, según lo propuso Schübler, los gastos de tracción en un ferrocarril de llanura, cuya pendiente determinante se limita al valor máximo de ω.

Si los gastos kilométricos de transporte para este ferrocarril son K_1, y los de una línea de largo l, pendiente determinante s y equivalente s_1, son K, según vimos, tendremos :

$$Kl = [\alpha + \beta s + \gamma s_1]\, l$$

y la longitud virtual λ de esta línea, es decir, el largo de una línea de llanura que tiene los mismos gastos de explotación que la línea en cuestión será dada por la ecuación :

$$K_1\lambda = [\alpha + \beta s + \gamma s_1]\, l$$

resultando:

$$\lambda = \left\{ \frac{\alpha}{K_1} + \frac{\beta}{K_1} s + \frac{\gamma}{K_1} \right\} l; \qquad (265)$$

y si :

$$\frac{\alpha}{K_1} = \alpha_1 ; \qquad \frac{\beta}{K_1} = \beta_1 ; \qquad \frac{\gamma}{K_1} = \gamma_1 ;$$

resulta : $$\lambda = (\alpha_1 + \beta_1 s + \gamma_1 s_1)\, l. \qquad (266)$$

La longitud virtual, pues, no depende sólo de la pendiente determinante s, sinó también de la equivalente s_1.

El valor $$\alpha_1 + \beta_1 s + \gamma_1 s_1 = C \qquad (267)$$

se llama *coeficiente virtual.*

Según vimos anteriormente, los gastos de transporte para una tonelada de carga (peso bruto) es :

$$K = 0{,}151 + 1{,}95 s + 7{,}28 s_1,$$

y para un ferrocarril de llanura en recta en el cual :

$$s = 0{,}0036 ; \qquad s_1 = 0{,}0036 ;$$

$$K_1 = 0{,}151 + 1{,}95 \,.\, 0{,}0036 + 7{,}28 \,.\, 0{,}0036 = 0{,}184,$$

por lo tanto : $$\lambda = \left(\frac{0{,}151}{0{,}184} + \frac{1{,}95 s}{0{,}184} + \frac{7{,}28 s_1}{0{,}184}\right) l =$$

$$\lambda = (0{,}82 + 11 s + 40 s_1)\, l. \qquad (268)$$

La tabla siguiente nos da las longitudes virtuales :

TABLA XV

Longitudes virtuales para el tráfico de carga

Pendiente determinante s	Longitudes virtuales para				
	Pendientes innocivas	Pendientes nocivas $= s_1$			
	0,0036	0,0060	0,0100	0,0150	0,0250
0,0036	1,00				
0,0060	1,03	1,13			
0,0100	1,07	1,17	1,33		
0,0150	1,13	1,23	1,39	1,59	
0,0250	1,24	1,34	1,50	1,70	2,10

Los gastos para tren de pasajeros en una línea cuya pendiente determinante es $s = 0{,}0036$ y s_1 el valor máximo de la pendiente innociva, son :

$$K_1 = 0{,}197 + 2{,}1 \,.\, 0{,}0036 + 8{,}45 \,.\, 0{,}0055 = 0{,}251\,;$$

luego, dividiendo por 0,251, resulta la longitud virtual :

$$\lambda = (0{,}79 + 8s + 34s_1)\, l\,; \qquad (269)$$

fórmula que para diferentes valores de s y s_1 nos da la

TABLA XVI

Longitudes virtuales para el tráfico de pasajeros

Pendiente determinante s	Longitudes virtuales para			
	Pendientes innocivas	Pendientes nocivas de s_1 =		
		0,0100	0,0150	0,0250
0,0036	1,00			
0,0060	1,03			
0,0100	1,06	1,21		
0,0150	1,10	1,25	1,42	
0,0250	1,18	1,33	1,50	1.84

De estas dos tablas se deduce que las pendientes influyen menos sobre los gastos de transporte, tratándose de tráfico de pasajeros, que de carga.

Teniendo, por ejemplo (fig. 60), que resolver sobre dos líneas de las cuales la A tiene una longitud de 60 kilómetros, una pendiente determinante $s = 0{,}0150$ y una equivalente $s_2 = 0{,}010$; y la otra B una longitud de 50 kilómetros, pendiente determinante $s = 0{,}025$ y equivalente $s_2 = 0{,}015$; para el tráfico de carga, tendríamos, aplicando la tabla primera :

Línea A :

$$\lambda = 60 \,.\, 1{,}39 = 83{,}40 \text{ kilómetros.}$$

Línea B :

$$\lambda = 50 \,.\, 1{,}70 = 85{,}00 \text{ kilómetros.}$$

Para el tráfico de carga es, pues, preferible la línea A.

Para el tráfico de pasajeros :

Línea A :

$$\lambda = 60 \ . \ 1,25 = 75,00 \text{ kilómetros.}$$

Línea B :

$$\lambda = 50 \ . \ 1,50 = 75,00 \text{ kilómetros ;}$$

esto es, para el tráfico de pasajeros ambas líneas ofrecen iguales ventajas.

Dijimos ya, que la teoría de la longitud virtual es de importancia para la fijación de las tarifas, en cuanto dependen de los gastos de transporte; pero, en la aplicación de la longitud virtual, para determinar la longitud de flete ó de tarifa, se han suscitado divergencias de opinión. Muchos ingenieros, y entre estos Schübler, opinan que la longitud virtual de tarifas debe comprender también los gastos de construcción y de conservación del ferrocarril.

En este sentido, propuso Schübler, que se agregue á los gastos de transporte (tracción y movimiento), la parte que corresponde por tonelada-kilométrica de los intereses del capital de construcción, — que en la República Argentina importan en media 0,5011 centavos oro por tonelada-kilomótrica — y que, fijado de este modo, el gasto de transporte por unidad de peso, se determine la longitud virtual de tarifa, que sería la base para el cobro de los fletes.

Los gastos de explotación resultarían de este modo por tonelada-kilométrica de carga (peso bruto), para ferrocarril de llanura :

$$0,184 + 0,501 = 0,685 \text{ centavos oro ;}$$

y para ferrocarril de 0,025 de pendiente :

$$0,384 + 0,501 = 0,885 \text{ centavos oro ;}$$

de modo que la longitud virtual de tarifa de este último sería :

$$\frac{0,885}{0,685} = 1,3.$$

El cálculo siguiente demostrará, sin embargo, que la tarifa más conveniente, y por lo tanto. la longitud de tarifa que sirve para

fijarla, es completamente independiente de los gastos de construcción (capital) y conservación.

Sea: d la tarifa kilométrica;

K los gastos de transporte por tonelada-kilométrica, incluyendo los gastos de vía y obras;

$Ai + U$ los gastos kilométricos, de intereses y conservación;

y C el tráfico en toneladas kilométricas;

el lucro que se obtiene, después de pagar los interereses, etc., importa:

$$N = C\left(d - K - \frac{Ai + U}{C}\right);$$

luego:

$$N = C\,(d - K) - (Ai + U).$$

El tráfico C variará por lo general, según una $F\,(d) = C$; si disminuye la tarifa d aumentará evidentemente el tráfico C; sustituyendo, entonces, este valor, se obtiene:

$$N = (d - K)\,F\,(d) - (Ai + U),$$

de la que resulta, que el lucro será un mínimo para:

$$(d - K)\,F'\,(d) + F\,(d) = 0.$$

La tarifa más conveniente depende, pues, únicamente de los gastos de transporte K (tracción y movimiento) y de la forma que tenga la $F\,(d)$, pero, es completamente independiente del capital y de los gastos de conservación de vía y obras.

Según el estudio que hicimos al considerar los ferrocarriles bajo el punto de vista comercial (capítulo XII), la tarifa debe ser un tanto de los gastos directos de transporte, y, por lo tanto, aumentará ó disminuirá con éstos; pero, tratándose de obtener un interés determinado sobre el capital total invertido en una línea, libre de gastos de conservación, tráfico y transporte, se obtendrán las tarifas mediante la fórmula:

$$d \geqq \frac{Ai + U + E}{C} + CK. \qquad (270)$$

Siendo: $Ai =$ intereses del capital por kilómetro de vía;

$U =$ gastos de vía y obras por kilómetro de vía;

Para el tráfico de carga es, pues, preferible la línea A.

Para el tráfico de pasajeros:

Línea A:

$$\lambda = 60 \cdot 1{,}25 = 75{,}00 \text{ kilómetros.}$$

Línea B:

$$\lambda = 50 \cdot 1{,}50 = 75{,}00 \text{ kilómetros;}$$

esto es, para el tráfico de pasajeros ambas líneas ofrecen iguales ventajas.

Dijimos ya, que la teoría de la longitud virtual es de importancia para la fijación de las tarifas, en cuanto dependen de los gastos de transporte; pero, en la aplicación de la longitud virtual, para determinar la longitud de flete ó de tarifa, se han suscitado divergencias de opinión. Muchos ingenieros, y entre estos Schübler, opinan que la longitud virtual de tarifas debe comprender también los gastos de construcción y de conservación del ferrocarril.

En este sentido, propuso Schübler, que se agregue á los gastos de transporte (tracción y movimiento), la parte que corresponde por tonelada-kilométrica de los intereses del capital de construcción, — que en la República Argentina importan en media 0,5011 centavos oro por tonelada-kilométrica — y que, fijado de este modo, el gasto de transporte por unidad de peso, se determine la longitud virtual de tarifa, que sería la base para el cobro de los fletes.

Los gastos de explotación resultarían de este modo por tonelada-kilométrica de carga (peso bruto), para ferrocarril de llanura:

$$0{,}184 + 0{,}501 = 0{,}685 \text{ centavos oro;}$$

y para ferrocarril de 0,025 de pendiente:

$$0{,}384 + 0{,}501 = 0{,}885 \text{ centavos oro;}$$

de modo que la longitud virtual de tarifa de este último sería:

$$\frac{0{,}885}{0{,}685} = 1{,}3.$$

El cálculo siguiente demostrará, sin embargo, que la tarifa más conveniente, y por lo tanto, la longitud de tarifa que sirve para

fijarla, es completamente independiente de los gastos de construcción (capital) y conservación.

Sea: d la tarifa kilométrica;

K los gastos de transporte por tonelada-kilométrica, incluyendo los gastos de vía y obras;

$Ai + U$ los gastos kilométricos, de intereses y conservación;

y C el tráfico en toneladas kilométricas;

el lucro que se obtiene, después de pagar los intererereses, etc., importa:

$$N = C\left(d - K - \frac{Ai + U}{C}\right);$$

luego:

$$N = C(d - K) - (Ai + U).$$

El tráfico C variará por lo general, según una $F(d) = C$; si disminuye la tarifa d aumentará evidentemente el tráfico C; sustituyendo, entonces, este valor, se obtiene:

$$N = (d - K)\, F(d) - (Ai + U),$$

de la que resulta, que el lucro será un mínimo para:

$$(d - K)\, F'(d) + F(d) = 0.$$

La tarifa más conveniente depende, pues, únicamente de los gastos de transporte K (tracción y movimiento) y de la forma que tenga la $F(d)$, pero, es completamente independiente del capital y de los gastos de conservación de vía y obras.

Según el estudio que hicimos al considerar los ferrocarriles bajo el punto de vista comercial (capítulo XII), la tarifa debe ser un tanto de los gastos directos de transporte, y, por lo tanto, aumentará ó disminuirá con éstos; pero, tratándose de obtener un interés determinado sobre el capital total invertido en una línea, libre de gastos de conservación, tráfico y transporte, se obtendrán las tarifas mediante la fórmula:

$$d \geqq \frac{Ai + U + E}{C} + CK. \qquad (270)$$

Siendo: $Ai =$ intereses del capital por kilómetro de vía;

$U =$ gastos de vía y obras por kilómetro de vía;

E = gastos de estaciones por kilómetro de vía (que no tuvimos en cuenta al discutir la longitud de tarifas);

C = tráfico en toneladas-kilométricas de vía (peso bruto);

K = gastos de transporte en ferrocarril de llanura =

$$= \begin{cases} 0,182 \text{ por tonelada-kilométrica de carga (peso bruto;} \\ 0,257 \quad — \quad \text{de pasajeros;} \end{cases}$$

$$\varphi = \text{coeficiente virtual} = \begin{cases} 0,82 + 11s + 40s_2 \text{ para carga;} \\ 0,79 + 8s + 34s_2 \text{ para pasajeros;} \end{cases}$$

luego la tarifa por tonelada-kilométrica de peso útil, será :

$$t = b \cdot d \text{ centavos oro,}$$

donde b es el coeficiente de carga (en media 2,6 para carga y 1,46 para pasajeros).

Si llamamos : $$Y = b \cdot \frac{Ai + U + E}{C}$$

y $$D = b \cdot \lambda \cdot K,$$

la tarifa será en general :

$$t \geq I + D \text{ por tonelada-kilométrica (peso útil).}$$

Siendo : I los gastos *indirectos;* y

D los *directos* de explotación y transporte.

Cuando se trata de fomentar industrias nacionales, para lo cual se establecen tarifas especiales mínimas, se prescinde del valor I, y se cobra solamente el D, ó sean los gastos propios del transporte.

Si, además, se trata del transporte de grandes masas, siendo la utilización del material rodante,un máximo, ó sea, según ya vimos, $b = 1,65$ para carga, resultaría el costo propio de transporte ó la tarifa mínima en media : $t = 1,65 \cdot \varphi K$ centavos oro por tonelada-kilométrica de carga (peso útil).

Para una línea de llanura sería, por ejemplo:

$$s = 0,0036 \quad \text{y} \quad s_2 = 0,0036;$$

y por lo tanto : $$\varphi = 1,000;$$

luego :

$$t_{\min} = 1,65 \cdot 0,182 \cdot 1,000 = 0,3 \text{ cent. oro por ton.-kil. (peso útil).}$$

Para un ferrocarril de montaña, tendríamos :

$$s = 0{,}025 \qquad \text{y} \qquad s_2 = 0{,}025;$$

y, por lo tanto:

$$\lambda = 0{,}82 + 11 \,.\, 0{,}025 + 40 \,.\, 0{,}025 = 2{,}095\,;$$

luego :

$$t_{\text{mín.}} = 1{,}65 \,.\, 0{,}182 \,.\, 2{,}095 = 0{,}63 \text{ cent. oro por ton.-kil. (peso útil).}$$

Pero, por lo general, no puede convenir bajar hasta estos valores mínimos, por la razón de que los vehículos no regresarán completamente cargados, con lo que el coeficiente de carga puede aumentar de 1,65 hasta más ó menos 2,10 de lo que resultarían tarifas mínimas respectivamente de 0,45 y 1,00 centavos oro por tonelada-kilométrica (peso bruto).

Por estas razones la tarifa mínima en las líneas de llanura, en la República, no debe ser menor que 0,50 centavos oro por tonelada-kilométrica (peso útil).

Siendo : A el costo medio kilométrico de nuestras líneas (sin calcular el tren rodante) ;

n los gastos de conservación ;

E los del tráfico (sin incluir los intereses de edificios que se incluyen en A) ;

P el tráfico de pasajeros en pasajeros-kilométricos (peso útil) ;

Q el tráfico de carga en toneladas-kilométricas (peso útil) ;

b_1 y b_2 respectivamente los coeficientes de carga para el servicio de pasajeros y de carga ;

$K_1 = 0{,}257$ centavos oro, los gastos directos (tracción y movimiento), por pasajero-kilómetro (peso bruto), en línea de llanura ; y

$K_2 = 0{,}182$ los gastos correspondientes para carga.

Entonces : si d_1 y d_2 son las tarifas medias para pasajeros y carga (peso útil), que producen un interés i sobre el capital A, se tendía :

$$d_1 = \frac{Ai + U + E}{b_1 P + b_2 Q} \cdot b_1 + \varphi_1 \,.\, 0{,}257\,; \qquad (271)$$

luego, sustituyendo los valores medios :

$$b_1 = 1,46 ; \qquad U = 183 \text{ pesos oro} ;$$

$$\text{y} \qquad E = 323 \text{ pesos oro} \qquad \text{y} \qquad b_2 = 2,57$$

$$d_1 = \frac{Ai + 506}{0,01P + 0,0176Q} + 0,38\varphi_1 \text{ cent. oro por pas.-kil.} \quad (272)$$

Del mismo modo, se obtiene la tarifa media para carga:

$$d_2 = \frac{Ai + U + E}{b_1 P + b_2 Q} \cdot b_2 + b_2 \varphi_2 \cdot 0,182 \quad (273)$$

$$d_2 = \frac{Ai + 506}{0,0057P + 0,01Q} + 0,47\varphi_2 \text{ cent. oro p. tn.-kil. peso útil.} \quad (274)$$

La *Estadística de ferrocarriles* para el año 1893, da para la República Argentina :

A = 28.000 pesos oro por kilómetro (sin incluir el tren rodante :

P = 41.000 pasajeros-kilómetros por kilómetro de vía ;

Q = 76.000 toneladas-kilométricas por kilómetro de vía (peso útil), y por lo tanto, resulta siendo $i = 3$ % :

1° Tarifa media de *pasajeros* para ferrocarriles de llanura ($\varphi_1 = 1,000$) :

$$d_1 = \frac{1346}{410 + 1337} + 0,38 = 1,16 \text{ centavos oro} ;$$

2° Tarifa media de *pasajeros* para ferrocarriles de montaña ($\varphi_1 = 1,84$) :

$$d_1 = \frac{1346}{410 + 1337} + 1,84 \cdot 0,38 = 1,48 \text{ centavos oro} ;$$

3° Tarifa media por tonelada-kilométrica (peso útil) de *carga* en ferrocarril de llanura ($\varphi_2 = 1,000$) :

$$d_2 = \frac{1346}{234 + 760} + 0,47 = 1,83 \text{ centavos oro} ;$$



4° Tarifa media por tonelada-kilométrica (peso útil) de *carga* para ferrocarril de montaña ($\varphi_2 = 2,10$):

$$d_2 = \frac{1346}{234 + 760} + 0,47 \cdot 2,10 = 2,35 \text{ centavos oro.}$$

Como el carácter general de las líneas en la República Argentina es el de llanura, si admitimos un lucro de 3 % sobre el capital invertido, resultarán las tarifas medias de 1,2 centavos oro por pasajero-kilómetro y 1,8 centavos oro por tonelada-kilométrica.

Queda, por lo tanto, explicado porqué las tarifas en la República Argentina son más elevadas que en otros países, donde el tráfico es mucho mayor.

Para poder establecer tarifas tan reducidas como las europeas (término medio 1 centavo oro para carga por tonelada-kilométrica) dado el carácter económico de nuestras líneas ó sea su capital, tendríamos que disponer de un tráfico de pasajeros y carga 2,5 veces mayor que el actual.

Como las tarifas son también menores, cuando disminuye el capital A, lo único que se puede hacer por ahora es fomentar en lo posible la construcción de líneas económicas, simplificar el servicio de explotación, limitando prudentemente las velocidades y, por consiguiente, el servicio costoso de barreras, alambrados, etc.

En efecto, para $i = 0$, tendríamos :

$$d_2 = \frac{506}{234 + 760} + 0,47 = 0,98 \text{ centavos oro ;}$$

lo que indica que sólo no teniendo en vista ningún rendimiento sobre el capital, la tarifa media necesaria para cubrir los gastos del servicio de explotación podría igualar á la europea, pero no siendo esto admisible, por cuanto la base de toda empresa es el lucro, quiere decir, como lo indicamos, que deben reducirse los gastos de explotación.

NOTAS DE ESTÁTICA GRÁFICA

CÁLCULO DE LAS VIGAS SOBRE DOS APOYOS

I

Generalidades

Estaba redactado este artículo cuando noté que se había llegado anteriormente á una parte de sus resultados; después de verificación, se podría entonces dividirlo en tres secciones:

En la primera, he conseguido presentar bajo forma más simple y

directa, á mi parecer, las demostraciones y construcciones en que se desprecia á la carga permanente.

En la segunda parte, que trata á la vez de las dos clases de cargas, móvil y permanente, doy soluciones geométricas de varios teoremas conocidos, especialmente del sobre-momento de flexión máximo bajo un eje, que se atribuye á Culmann, aunque el celebre autor no lo haya demostrado, sinó haciendo abstracción de la carga permanente. Llego así, por un método nuevo y puramente geométrico, á la determinación del máximo absoluto del momento de flexión, por medio de construcciones más simples y muchísimo más directas que las antiguamente conocidas.

La tercera parte, en que trato de la influencia de las viguetas transversales en una sección determinada de la viga, es completamente nueva, según creo, tanto por los resultados, como por el procedimiento seguido.

Antes de empezar la exposición del método, creo útil recordar previamente el siguiente:

Teorema I.—Cuando un segmento de recta se mueve entre dos rectas fijas, de modo que su proyección sobre un eje fijo permanezca constante, dicha recta envuelve una parábola tangente á las dos rectas fijas y cuya directriz es paralela al eje de proyección; y recíprocamente en toda parábola, la proyección sobre la directriz del segmento interceptado por dos tangentes fijas sobre una tangente móvil es constante.

Sean OT y OT′ las dos rectas fijas (fig. 1), Ox el eje de proyección y l la longitud constante de la proyección del segmento; llevamos desde O dos distancias OT y OT′ cuyas proyecciones sean iguales á l, y trazamos en AA′ una de las posiciones de la recta móvil.

Si de los segmentos aa' y Ot iguales por construcción, restamos Oa, vemos que $at = Oa'$ y, por lo tanto, que $t'a' = Oa$. Los triángulos OAa, OTt y $OA'a'$, $OT't'$ semejantes dos á dos, dan:

$$\frac{Oa}{at} = \frac{OA}{AT} \qquad \text{y} \qquad \frac{t'a'}{Oa'} = \frac{T'A'}{OA'},$$

y como los términos de las dos primeras razones son iguales, resulta:

$$\frac{OA}{AT} = \frac{T'A'}{OA'};$$

lo que prueba que la recta móvil reune puntos correspondientes de dos *puntuales semejantes* y, por consiguiente, ella envuelve una *parábola*.

Dicha parábola es tangente á OT y OT′ respectivamente en T y T′ porque estas rectas son posiciones particulares de la recta móvil y que se puede considerar todo punto de una curva como límite de la intersección de dos tangentes que se acercan hasta confundirse.

En fin, la perpendicular Oy al eje de proyección divide TT′ en partes iguales; por consiguiente, Oy es el diámetro conjugado de la dirección TT′ y como todos los diámetros de la parábola son paralelos, ella tiene su eje vertical y su directriz paralela al eje de proyección.

En cuanto á la recíproca, se la podría también deducir de la misma propiedad, pero es más simple apoyarse sobre otra más elemental; si OT y OT′ son las dos tangentes fijas (misma fig.), AA′ una posición de la tangente móvil y α su punto de contacto, tenemos que el diámetro $A\alpha$ divide en dos partes iguales la cuerda de contacto $T\alpha$; luego, $a\alpha'' = \frac{t\alpha''}{2}$ y análogamente $a'\alpha'' = \frac{t'\alpha''}{2}$; sumando miembro á miembro, se tiene :

$$aa' = \frac{tt'}{2} = \text{constante}.$$

Q. E. D.

II

Diagrama del momento de flexión en una sección determinada de la viga, para todas las posiciones del tren

Supondremos en primer lugar, que no se tiene en cuenta la carga permanente y que las cargas obran directamente sobre la viga sin intermedio de piezas transversales.

Teniendo la carga móvil la composición indicada en la figura 2, construyamos un polígono funicular de este sistema de cargas, *pero colocado al revés*, es decir, de modo que los ejes de la derecha

vengan á la izquierda, y recíprocamente. Contando las abscisas positivas también al revés, es decir, de derecha á izquierda, sabemos que si se traza entre los lados extremos una cuerda QQ′ tal que la proyección qq' sea igual á la longitud l de la viga, un segmento cualquiera de ordenada JJ′, por ejemplo, comprendido entre el funicular y su cuerda, multiplicada por la distancia polar, es igual al momento de flexión determinado en la sección de abscisa $q'j$ por la posición considerada del tren que podemos definir por la abscisa $q'x$ de su centro de gravedad. En virtud del teorema fundamental, las cuerdas tales como QQ′ relativas á las diferentes posiciones del tren sobre la viga envuelven una parábola tangente á los dos extremos del funicular en dos puntos T y T′, tales que $xt = xt' = l$.

Ahora bien, consideramos una posición *fija* AA′ de la cuerda para la cual mediremos las abscisas positivas en el sentido ordinario (de izquierda á derecha), y definida por la abscisa de su extremo izquierdo $ax = x$; sean II ... sus intersecciones con otras cuerdas móviles BB′, QQ′ ...; los segmentos II′, JJ′ ... comprendidos entre el funicular y la cuerda AA′ representan, como sabemos, los momentos de flexión determinados en las secciones de abscisas $b'i$, $q'j$ ... cuando el centro de gravedad del tren tiene respectivamente las abscisas $b'x$, $q'x$ ... Pero, según el teorema fundamental $b'i$, $q'j$ .. son todos iguales á ax porque son proyecciones de segmentos de tangentes Tx, BB′ QQ′ ... comprendidos entre dos tangentes fijos AA′ y T′x; además $b'x = ai$ por ser B′x y AI segmentos de tangentes comprendidos entre dos mismas tangentes BB′ y Tx, lo mismo $q'x = aj$ ... de modo que resulta el siguiente :

Teorema II. — El momento de flexión determinado por el tren en la sección de abscisa constante $x = ax$ cuando su centro de gravedad tiene la abscisa ai es igual á la ordenada II′ del funicular del sistema de cargas, colocado al revés, medida desde la cuerda AA′ y multiplicada por la distancia polar, *ó en otras palabras, podemos considerar dicho funicular como diagrama del momento de flexión en la sección de abscisas x, cuando el tren se mueve sobre la viga.*

III

Demostración analítica del teorema II

En virtud de la propiedad fundamental de los polígonos funiculares, sabemos que una cualquiera de sus ordenadas de abscisa α, medida desde su cuerda de cierre, representa el momento de flexión determinado en la sección de abscisa α por el tren colocado al revés cuando su centro de gravedad tiene la abscisa x. Suponiendo que la ordenada de abscisa α sea comprendida entre los ejes P_i y P_{i+1}, las cargas de la izquierda llevan los números $P_n \dots P_{i+1}$, y las de la derecha, los $P_i \dots P_2 P_1$. Designamos en el verdadero sentido del tren, por $a_1 a_2 \dots a_n$ las distancias de los ejes á la vertical del centro de gravedad, positivas á la derecha, negativas á la izquierda; *para el tren invertido*, colocado en la posición antedicha, las abscisas de las cargas son :

$$x - a_1 ; \quad x - a_2 \dots x - a_i ; \quad x - a_{i+1} \dots x - a_n .$$

El momento de flexión en la sección de abscisa α, tiene por expresión :

$$\mu\alpha = \Sigma_{i+1}{}^{n} P (x - a) \frac{l - \alpha}{l} + \Sigma_1{}^{i} P (l - x + a) \frac{\alpha}{l}$$

que se puede escribir :

$$\mu\alpha = \frac{x}{l} \Sigma_{i+1}{}^{n} P (l - \alpha) - \Sigma_{i+1}{}^{n} Pa + \frac{l - x}{l} \Sigma_1{}^{i} P\alpha ,$$

después de suprimir los dos términos $\frac{\alpha}{l} \Sigma_1{}^{i} Pa$ y $\frac{\alpha}{l} \Sigma_{i+1}{}^{n} Pa$ cuya suma $\frac{\alpha}{l} \Sigma_1{}^{n} Pa$ es idénticamente nula.

No cambiaremos tampoco esta expresión, sumándole la cantidad :

$$\frac{l - x}{l} \Sigma_1{}^{n} Pa = \Sigma_1{}^{i} Pa + \Sigma_{i+1}{}^{n} Pa - \frac{x}{l} \Sigma_1{}^{i} Pa - \frac{x}{l} \Sigma_{i+1}{}^{n} Pa$$

que es también idénticamente nula, y tendremos:

$$\mu_\alpha = \frac{l - x}{l} \Sigma_1{}^i P\alpha + \Sigma_1{}^i Pa - \frac{x}{l} \Sigma_1{}^i Pa + \frac{x}{l} \Sigma_{i+1}{}^n P\ (l - \alpha) -$$

$$\frac{x}{l} \Sigma_{i+1}{}^n Pa = \Sigma_1{}^i P \frac{(\alpha + a)(l - \alpha)}{l} + \Sigma_{i+1}{}^n P \frac{x(l - \alpha - a)}{l}$$

valor del momento de flexión en la sección de abscisa x, cuando las abscisas de las cargas son:

$$\alpha + a_1; \quad \alpha + a_2; \ldots \alpha + a_n;$$

es decir, cuando la abscisa del centro de gravedad del tren verdadero es α, los ejes $P_1P_2 \ldots P_i$, encontrándose á la izquierda, y los $P_{i+1} \ldots P_n$, á la derecha de la sección.

Luego, los diagramas de los momentos de flexión en estos casos tienen que coincidir y, por consiguiente, el funicular A654321A′ es bien tal que cualquiera de sus ordenadas de abscisa α, multiplicada por la distancia polar, es igual al momento de flexión determinado en la sección de abscisa $ax = x$, cuando el centro de gravedad del tren tiene la abscisa α.

Q. E. D.

IV

Construcción y propiedades de la parábola evolvente de las cuerdas de cierre

Para construir dicha parábola, bastará, en general, servirse de las varías tangentes, cuyo trazo es forzoso en las aplicaciones de que tratamos; la tangente en el vértice y, en general, la tangente paralela á una dirección dada se obtiene trazando por O (fig. 1) una paralela á dicha dirección y por sus intersecciones con las verticales de t y t' paralelas á OT′ y OT respectivamente, hasta encontrar las tangentes fijas en dos puntos BB′ que son los extremos de la cuerda en la posición buscada.

El punto de contacto α de una tangente cualquiera AA′ se obtiene

llevando $A\alpha$ igual á $A'\alpha'$, el punto α' siendo el de intersección de la tangente con la vertical de O; en particular el vértice V de la parábola se encuentra sobre BB' á una distancia de B igual á $B'\beta'$.

Si se deseaba además conocer la directriz y el foco, lo más simple será trazar primero la tangente BB' en el vértice; el foco será la intersección de la ordenada de dicho vértice V con el círculo circunscrito al triángulo BB'O; la directriz será DD' paralela á Ox á la distancia DV = VF. Se sabe que ella pasa por el punto de encuentro de las alturas del triángulo BB'O.

Buscamos ahora la ecuación de la parábola, tomando como eje de las abscisas, la cuerda de contacto de los lados extremos del funicular (fig. 3), cuya longitud designaremos por $2l'$ y como eje de ordenadas, el diámetro correspondiente.

La ecuación de la parábola es evidentemente de la forma :

$$l'^2 - x^2 = 2p'y$$

p' siendo el parámetro correspondiente á este diámetro, el cual determinaremos por la condición que las tangentes en T y T' sean los lados extremos de un funicular de distancia polar d. Llamando d' la longitud del radio polar $O\Sigma$ paralelo á TT', y trazando por el origen dos paralelas á dichas tangentes, cuyos coeficientes angulares son respectivamente $\frac{l'}{p'}$ y $-\frac{l'}{p'}$ ellas determinarán sobre una vertical de abscisa d' un segmento de longitud ΣP; luego :

$$\frac{2l'd'}{p'} = \Sigma P \qquad \text{ó sea} \qquad p' = \frac{2l'd'}{\Sigma P}.$$

Por consiguiente, la ecuación de la parábola referida á estos ejes es :

$$l'^2 - x^2 = \frac{4l'd'}{\Sigma P}\, y;$$

l' y d' siendo las proyecciones de d y l respectivamente sobre la cuerda de contacto.

Si se tomase el polo del funicular sobre la horizontal del punto medio de la línea de las fuerzas, lo que será bastante conveniente en la práctica para el trazado de la parábola, los lados extremos

del funicular serán igualmente inclinados sobre la vertical y la cuerda TT′ será horizontal, en cuyo caso la ecuación de la parábola correspondiente sería :

$$l^2 - x^2 = \frac{4ld}{\Sigma P} y,$$

el parámetro principal siendo entonces, igual á $\frac{2ld}{\Sigma P}$.

Si en este último caso, transportamos el origen en el punto T de abscisa — l, debemos reemplazar en la ecuación x por $x - l$ y, por consiguiente, la nueva ecuación será :

$$l^2 - (x - l)^2 = \frac{4ld}{\Sigma P} y,$$

y después de reducción :

$$dy = \frac{1}{2} \frac{\Sigma P}{2l} x (2l - x)$$

lo que nos prueba que *en el caso en que los lados extremos del funicular sean igualmente inclinados sobre la vertical, la parábola evolvente es la misma de los momentos de flexión, que se tendría que construir si la misma carga* ΣP *fuese uniformemente repartida sobre una viga de longitud doble de la verdadera.*

V

Diágrama del momento de flexión en una sección determinada de la viga, cuando se tiene en cuenta la carga permanente supuesta uniformemente repartida.

En este caso, el momento de flexión en la sección de abscisa x es aumentado de :

$$\frac{q}{2} x (l - x);$$

q siendo la carga permanente por metro, de modo que si al mismo

tiempo obra sobre la viga un sistema de carga móvil, en lugar de medir las ordenadas del funicular desde la recta AA', deberemos medirlas desde otra recta A_1A_1' paralela á la primera, y cuya distancia vertical á ésta sea :

$$\alpha\alpha' = \frac{q}{2d} x (l - x),$$

teniendo en cuenta el factor d que entra en la expresión del momento de flexión, debido á la carga móvil.

Buscamos la distancia vertical $x'\alpha'$ de la cuerda AA' al punto de intersección de los lados extremos del funicular ; sea α su punto de contacto con la parábola y S la intersección de ésta con el diámetro Ox. Si tiramos por α una paralela á TT', y designamos por P su punto de encuentro con Ox, en virtud de la propiedad conocida de la sub-tangente á la parábola, SP = $S\alpha'$, y de la misma manera OS = Sx; luego :

$$x\alpha' = OP = \alpha R.$$

De un otro lado, sabemos que la ecuación de la parábola referida á los ejes $O\alpha$ (abscisas) y Ox (ordenadas), es :

$$l'^2 - \alpha^2 = \frac{4l'd'}{\Sigma P} y.$$

Si designamos por $-x'$ la abscisa de A, proyección de ax sobre TT', sabemos que $A'\alpha' = A\alpha$ y, por consiguiente :

$$OR = -x' + (l' - x') = l' - 2x'$$

llevando este valor en la ecuación de la parábola, obtendremos la ordenada αR, la cual, después de las simplificaciones, se reduce á

$$\alpha R = \frac{\Sigma P}{l'd'} x' (l' - x')$$

y teniendo en cuenta que $\frac{l}{l'} = \frac{d}{d'} = \frac{x}{x'}$:

$$\alpha R = \alpha' x = \frac{\Sigma P}{ld} x (l - x).$$

Tenemos entonces que :

$$\alpha_1 x = \alpha' x + \alpha\alpha' = \frac{\Sigma P}{ld}\, x\,(l - x) + \frac{q}{2d}\, x\,(l - x) =$$

$$\frac{1}{d}\left[\frac{\Sigma P}{l} + \frac{q}{2}\right] x\,(l - x)\,;$$

la cantidad entre corchetes, representando el peso total del tren repartido uniformemente por metro, más la media carga permanente por metro.

Ahora bien, los triángulos semejantes xAA', xGG' dan :

$$\frac{qq'}{aa'} = \frac{GG'}{AA'} = \frac{x\alpha_1'}{x\alpha'},$$

ó sea

$$\frac{gg'}{aa'} = \frac{\frac{\Sigma P}{l} + \frac{q}{2}}{\frac{\Sigma P}{l}}.$$

Luego, gg' es independiente de x, es decir, constante y, por consiguiente, queda demostrado el siguiente :

Teorema III. — En una viga que soporta una carga permanente uniformemente repartida y un sistema de carga movible, el diagrama de los momentos de flexión, en una sección determinada, es un polígono funicular del sistema de cargas invertido, cuyas ordenadas se miden desde una cierta recta paralela á la cuerda de cierre que correspondería á la misma sección, si no había carga permanente. Tomando como origen de las abscisas el extremo izquierdo de esta última una ordenada cualquiera de abscisa α multiplicada por la distancia polar, es igual al momento de flexión producido por el tren en la sección considerada, cuando su centro de gravedad tiene la misma abscisa α.

Las cuerdas de cierre relativas á las diferentes secciones envuelven una parábola de eje vertical tangente á los lados extremos del funicular en dos puntos T_1T_1', cuyas distancias horizontales al punto de intersección de éstos son iguales.

De la relación precedente se deduce que :

$$gg' = l + l\,\frac{Q}{\Sigma P},$$

en cuya fórmula $Q = \frac{ql}{2}$ es la media carga permanente total : designaremos esta longitud por l_1, así como llamaremos x_1 la distancia gx y tenemos :

$$\frac{x_1}{x} = \frac{G\alpha_1'}{A\alpha'} = \frac{x\alpha_1'}{x\alpha'} = \frac{l_1}{l},$$

ó sea :

$$x_1 = x + x\frac{Q}{\Sigma P}.$$

Resulta inmediatamente de ésto, que en una viga que soporta una carga permanente 2Q uniformemente repartida, y un sistema de cargas movibles, el momento de flexión producido en una sección de abscisa x por el movimiento del tren, es idéntico al que produciría al mismo tren en la sección de abscisa $x_1 = x + x\frac{Q}{\Sigma P}$ de una viga de longitud $l_1 = l + l\frac{Q}{\Sigma P}$ que no tendría carga permanente, ó en otras palabras, que *en el cálculo de una viga, se puede despreciar la carga permanente con tal de amplificar la longitud de la viga y abscisas de las secciones en proporción* $\frac{Q}{\Sigma P}$ *de la media carga permanente al total de la carga móvil.*

Dicha propiedad se puede también probar directamente por el cálculo analítico; designamos por $\alpha_1\alpha_2$ ... $\alpha_1'\alpha_2'$ ... las abscisas de los ejes en los dos casos, tenemos que :

$$\alpha_1' = \alpha_1 + x\frac{Q}{\Sigma P} \qquad \alpha_2' = \alpha_2 + x\frac{Q}{\Sigma P} \cdots$$

En una viga de longitud l_1 sometida á la sola acción de la carga móvil, el momento de flexión en la sección x_1 comprendida entre los ejes P_i y P_{i+1}, será :

$$\mu = \frac{l_1 - x_1}{l_1}\Sigma_1^i P\alpha' + \frac{x_1}{l_1}\Sigma_{i+1}\Sigma^n P(l_1 - \alpha')$$

que se puede escribir, reemplazando α' y l_1 por sus valores, y teniendo en cuenta que $\frac{x}{l} = \frac{x_1}{l_1}$:

$$\mu = \frac{l-x}{l}\Sigma_1^{i}\mathrm{P}\left(\alpha + x\frac{\mathrm{Q}}{\Sigma\mathrm{P}}\right) + \frac{x}{l}\Sigma_{i+1}^{n}\mathrm{P}\left(l + l\frac{\mathrm{Q}}{\Sigma\mathrm{P}} - \alpha - x\frac{\mathrm{Q}}{\Sigma\mathrm{P}}\right) =$$
$$\frac{l-x}{l}\Sigma_1^{i}\mathrm{P}\,\alpha + \frac{x}{l}\Sigma_{i+1}^{n}\mathrm{P}\,(l-\alpha) + \frac{x\,(l-x)}{l} \times$$
$$\frac{\mathrm{Q}}{\Sigma\mathrm{P}}\,(\Sigma_1^{i}\mathrm{P} + \Sigma_{i+1}^{n}\mathrm{P});$$

ó en fin, cambiando Q por $\frac{ql}{2}$, y simplificando:

$$\mu = \frac{l-x}{l}\Sigma_1^{i}\mathrm{P}\alpha + \frac{x}{l}\Sigma_{i+1}^{n}\mathrm{P}\,(l-\alpha) + \frac{q}{2}x\,(l-x);$$

expresión del momento de flexión en la sección de abscisa x de la viga l, situada entre los mismos ejes y sometida á la acción simultanea de los dos sistemas de cargas.

VI

Construcción y propiedades de las cuerdas de cierre y de la parábola relativas á los dos sistemas de cargas

Para construir gráficamente la longitud l_1, es bastante conveniente disponer como en la figura 3, la línea de las fuerzas sobre la vertical de t'; se llevará, entonces, $\lambda\mu = \mathrm{Q}$ y se prolongará $\lambda'\mathrm{O}$ hasta la vertical de x. Tirando por μ una paralela á $\mathrm{O}\lambda'$ hasta encontrar $x'\lambda$, he obtenido en T un punto de la vertical de T_1'. Llevando entonces $xt_1 = xt_1'$, se obtiene en T_1 y T_1' los puntos de contacto de la parábola evolvente con los lados extremos del funicular.

Para obtener la cuerda relativa á una sección de abscisa x, suponiendo construidos los puntos TT', $\mathrm{T}_1\mathrm{T}_1'$, bastará llevar $xa = x$, tirar por a la paralela á $t\mathrm{T}_1$ y por a' la paralela á $\mathrm{T}'\mathrm{T}_1'$ hasta sus puntos de intersección GG' con $x\mathrm{T}$ y $x\mathrm{T}'$; y, recíprocamente, para conocer la abscisa de la sección que corresponde á una cuerda dada GG', por ejemplo, basta trazar por su extremo G la paralela á $\mathrm{T}t$, obteniendo en ax dicha abscisa. Es evidente, en efecto, por la semejanza de los triángulos $xg\mathrm{G}$, $xt_1\mathrm{T}_1$ y $xa\mathrm{G}$, $xt\mathrm{T}_1$ que así se reduce xg en la relación $\frac{l}{l_1}$.

Si llamamos α al punto de contacto de AA' con la primera parábola, y α_1 el de A_1A_1' con la segunda, como $A\alpha = A'\alpha'$; $B\alpha_1 = B'\alpha_1'$ y que $\alpha'\alpha_1'$ son alineados con x, α y α_1, también lo serán, y, por consiguiente :

Si se considera una sección fija de una viga y que se haga variar la carga permanente sin cambiar el sistema de cargas movibles, los puntos de contacto de las cuerdas de cierre relativas á dicha sección con las parábolas respectivas son situados todos sobre una misma recta que pasa por x.

Teniendo además en cuenta que $\frac{\alpha_1\alpha}{x\alpha} = \frac{Q}{\Sigma P}$, se puede dar á este enunciado otra forma más elegante :

Las parábolas relativas á una misma carga móvil y á diferentes cargas permanentes son homotéticas, teniendo por centro de homotetia el punto x y las cuerdas de cierre relativas á una misma sección son tangentes en puntos homólogos y, por ende, paralelas.

La relación de similitud entre la parábola correspondiente á una carga permanente ΣQ y la que corresponde á la sola carga móvil, es igual á :

$$\frac{x\alpha_1}{x\alpha} = \frac{xG}{xA} = \frac{\Sigma P + Q}{\Sigma P}.$$

Todo lo que hemos dicho anteriormente para la construcción de la parábola evolvente de las cuerdas AA' se aplica evidentemente para la de las GG'. Haré notar además que no se necesita trazar dicha parábola con mucho cuidado, sinó muy ligeramente para la investigación rápida de los máximos porque las mediciones se efectuarán sobre las tangentes que se determinan gráficamente de la manera más simple.

VII

Momento de flexión máximo en una sección determinada de la viga. Demostracion geométrica del teorema de Weyrauch

Las posiciones del tren para las cuales su centro de gravedad se encuentra sobre las verticales de los vértices del funicular, corresponden al paso de los ejes respectivos en la sección considerada.

En efecto, si en la figura 3, damos vuelta al tren, colocándolo nuevamente en su verdadero sentido y de tal modo que su centro de gravedad venga en 3, por ejemplo, P_3 se situará evidentemente sobre la vertical de x. Resulta, pues, que el momento de flexión máximo en una sección cualquiera, se produce cuando algún eje pasa en la sección, porque dicho máximo corresponde al mayor segmento comprendido entre el funicular y su cuerda, y que éste se encuentra forzosamente en un vértice.

El nuevo método indica directamente cual eje produce por su paso en la sección el momento máximo y su valor : en el caso de la figura 3, es el eje P_3 ; sin embargo, puede ser interesante determinarlo *a priori*, especialmente en el caso en que pueda haber duda entre dos ejes, por la casi igualdad de las ordenadas correspondientes.

El máximo corresponde siempre al vértice para el cual la inclinación de los lados del funicular, con respecto á su cuerda de cierre, cambia de sentido ; si trazamos, entonces, por el polo del funicu lar la paralela $O\beta$ á la cuerda de cierre, la carga número i (P_3 en el caso de la fig. 3), que es cortada por $O\beta$, goza de dicha propiedad y, por consiguiente, es ella, cuyo paso en la sección determina en la misma el momento de flexión máximo.

Las secciones en que el momento de flexión permanece constante entre los pasos de dos ejes, tienen evidentemente sus líneas de cierre paralelas á los lados del funicular, ó sea á los radios polares. Para obtenerlas en posición, basta trazar á la parábola evolvente de las cuerdas A_1A_1' tangentes paralelas á dichos lados ; para 34, por ejemplo, se trazará por x una paralela á este lado que corta las verticales T_1t_1 y $T_1't_1'$ en dos puntos β_1 y β_1' y, por éstos, paralelas á Tx y $T'x$, cuyas intersecciones con $T'x$ y Tx respectivamente, dan la cuerda Q_1Q_1', que responde á la cuestión.

Es evidente que las rectas tales como $\beta_1\beta_1'$ paralelas á los radios polares intermedios, como xT y xT' lo son á los extremos, dividen $T_1\theta_1$ en partes proporcionales á las cargas ; luego los puntos Q_1 dividen también á xT_1 de la misma manera, y sucede lo mismo para los puntos q, con respecto á $Xt = l$. Vemos, pues, que las secciones que gozan de dicha propiedad, dividen la viga en partes proporcionales á las cargas.

Se puede deducir de allí una demostración geométrica extremadamente simple de la construcción de Weyrauch ; sabemos que ella consiste en llevar sobre la vertical del apoyo A' de la viga,

longitudes proporcionales á las fuerzas, y juntar el extremo E con el apoyo A. Si se traza la vertical de la sección X hasta su punto de encuentro con AE y la horizontal del punto e, la fuerza número i cortada por dicha horizontal, es la cuyo paso en X determina en la misma el momento máximo.

Para probarlo, basta juntar eA'; podemos considerar Ae, eA' como lados extremos de un funicular de polo e del sistema de cargas, cuya cuerda de cierre relativa á la sección X sería AA' y, por consiguiente, según lo que acabamos de decir, la fuerza numero i cortada por la paralela á AA' trazada por e, goza bien de la propiedad indicada.

Si la horizontal de e pasaba por el punto de división de dos fuerzas i é $i+1$, el lado correspondiente del funicular es paralelo á su cuerda de cierre y, por lo tanto, el momento de flexión en la sección considerada, permanecería constante y máximo, para todas las posiciones del tren, comprendidas entre los pasajes de P_i y P_{i+} en la sección.

En fin, vemos que se podría generalizar la construcción trazando por el extremo superior A' de la línea de las fuerzas una recta de dirección cualquiera, llevando sobre ella, distancias $A_1A' = l$, y $A_1X_1 = x$; tirando la vertical de X_1 y por e_1 la paralela á A_1A'. Esta última corta la línea de las fuerzas, según una de ellas, número i, que es la cuyo paso en X, produce el momento de flexión máximo. La demostración es idéntica á la precedente (1).

VIII

Momento de flexión máximo bajo un eje. Demostración geométrica del teorema de Culmann. — Momento máximo maximorum

El momento de flexión, bajo el eje P_5, por ejemplo, para las diferentes secciones de la viga, es igual, según hemos visto, á los segmentos de ordenada comprendidos entre el vértice 5 del funicular y las diferentes cuerdas GG', QQ' ... que son todas tangentes á la parábola T_1T_1'. El mayor de ellos es evidentemente igual al comprendido entre dicho vértice y la misma parábola, y corresponde á la sección cuya cuerda de cierre toca á la parábola sobre

la vertical del vértice. Para obtenerla, vemos que γ_1 siendo su punto de contacto, el diámetro vertical que pasa por C_1, divide $T_1\gamma_1$ en dos partes iguales, luego $C_1t_1 = c_1d_1$, y, por la misma razón $c_1't_1' = c_1'd_1$, es decir, que basta tomar los puntos medios de t_1d_1 y d_1t_1' y levantar por ellos perpendiculares á t_1t_1' hasta encontrar Tx y $T'x$ respectivamente en C_1C_1'; dicha sección tiene la abscisa cx que se obtiene trazando C_1c paralela á T_1t.

Se deduce de allí una demostración geométrica del teorema conocido: *El momento de flexión bajo un eje se produce cuando dicho eje y el centro de gravedad de la carga total se encuentran á igual distancia del punto medio de la viga.*

Sea CC′ la cuerda de cierre de la misma sección, si no había carga permanente; sabemos que ella es paralela á C_1C_1'; que su punto de contacto γ con la parábola TT′ se encuentra sobre γ_1x, y que:

$$\frac{\gamma_1\gamma}{\gamma x} = \frac{Q}{\Sigma P} = \frac{d_1d}{dx}.$$

Sabemos además que $cd = c'x$, y, por lo tanto, el punto medio de Cc', ω_1 es también el punto medio de dx, de modo que:

$$d\omega_1 = \omega_1 x = \frac{dx}{2} \qquad \text{y que} \qquad \frac{d_1d}{d\omega_1} = \frac{2Q}{\Sigma P}.$$

Pero, para la posición considerada del tren, la viga siendo representada por cc', el centro de gravedad de la carga móvil es en d_1, y en cuanto á la carga permanente 2Q, podemos suponerla concentrada en el punto ω_1 medio de la viga. Por consiguiente, el punto d, que en virtud de la relación anterior divide ω_1d_1 en partes inversamente proporcionales á 2Q y ΣP es situado sobre la vertical del centro de gravedad de la carga total, móvil y permanente; además, para la misma posición del tren, el eje P_5 es en x, y como:

$$d\omega_1 = \omega_1 x,$$

resulta probado el teorema.

Si no había carga permanente, la cuerda BB′ relativa á la sección en que se produce el segmento máximo bajo P_5 será tal que B es el punto medio de TD y B′ el punto medio de T′D′ y el teorema resulta inmediatamente de que d_1b siendo igual á $b'x$, ω punto

medio de la viga en la posición bb' es también el punto medio de d_1x, d_1 siendo la posición del centro de gravedad del tren y x la del eje P_5. Se puede también considerar este caso como particular del anterior.

En fin, sabiendo que los momentos máximos de flexión, bajo los diferentes ejes, son iguales á los segmentos de ordenada comprendidos entre el vértice correspondiente del funicular y la parábola, multiplicados por la distancia polar, el momento máximo maximorum será producido por el eje correspondiente al mayor de estos segmentos é igual al mismo, medido á la escala de las fuerzas y multiplicado por la distancia polar. La abscisa correspondiente se obtiene como ya hemos dicho. En la figura, es el eje P_3 que produce bajo sí mismo, el momento máximo maximorum.

Nota I. — He admitido, para mayor facilidad en la exposición, que se construía el funicular del sistema de cargas, después de colocarlo al revés, pero es bien evidente, que en la práctica dicha precaución no es necesaria, como tampoco la de cambiar por eso el sentido de las abscisas positivas, dado que el tren puede recorrer la viga en los dos sentidos.

Nota II. — Es evidente que el diagrama relativo á una sección, no vale sino para las posiciones del tren en que éste se encuentra enteramente entre los dos apoyos. Las dos posiciones límites corresponden al paso del eje P_1 sobre el apoyo A y del eje P_6 en A'. En el primer caso, el centro de gravedad, es decir, la ordenada límite KK' de la parte útil del diagrama tiene la abscisa $-a_1 = 1'x$ y se la obtiene para una sección de cuerda AA' llevando $ak = 1'x$. En el segundo caso, el centro de gravedad tiene la abscisa $l - a_6$ y se obtiene la ordenada límite llevando $a'm = b'x$.

Nota III. — Por la misma razón, el momento de flexión máximo bajo un eje P_i, por ejemplo, no puede alcanzar al valor correspondiente á la ordenada comprendida entre el funicular y la parábola T_1T_1', sino cuando para la posición correspondiente del tren, son los mismos ejes que se encuentran sobre la viga. Si se considera P_5, por ejemplo, su cuerda de cierre es CC'; para esta posición del tren, el eje P_5 es en $x = cx$, luego es menester que cx sea mayor que la distancia de P_1 á P_5, y $c'x$ mayor que la distancia de P_5 á P_6.

En la figura, dicha condición es satisfecha para todos los ejes, pero si no lo fuese, llevando desde x hacia la izquierda, la distancia de P_1 á P_i, y hacia la derecha la de P_i á P_n, se obtendría para la

cuerda relativa al vértice i, dos posiciones límites que determinarían sobre la vertical de dicho vértice dos segmentos y el mayor de éstos daría el mayor momento de flexión bajo P_i.

IX

Momento de flexión cuando la composición del tren cambia por la entrada y salida de ejes

En el cálculo de un puente, se emplea, en general, un tren indefinido, por lo menos en un sentido, y en este caso, se debe estudiar aparte la variación del momento de flexión para los diferentes grupos que suelen encontrarse juntos sobre la viga. Si se trata de tren de locomotoras ó de un tren de wagones encabezado por una ó más locomotoras, á partir de un cierto grupo de ejes, las cargas se van reproduciendo periódicamente en el mismo orden, de modo que los grupos en cuestión llegarán á reproducirse también periódicamente y que su número no será en general muy grande, tanto más que bastará considerar los grupos en que entran los ejes más pesados. Los problemas que se puede proponer, son los siguientes :

1° Dada una sección de la viga, determinar cuál es la combinación de ejes que produce en ella el mayor momento de flexión ;

2° De todas las combinaciones de ejes que pueden encontrarse juntos sobre la viga y de las cuales forma parte un eje P_i, cuál es la que produce, bajo dicho eje, el mayor momento de flexión ;

3° Buscar el eje que para un cierto grupo, produce bajo sí mismo el mayor momento de flexión que pueda producir el tren en la viga.

Se empezará por construir un funicular del sistema de cargas.

El primer problema, se resolverá trazando las cuerdas de cierre relativas á la sección considerada para los diferentes grupos de ejes que responden á la condición indicada más arriba. Para no recargar la figura, como no se necesita más que el momento de flexión máximo, una vez determinados los extremos de una cuerda de cierre, se hará correr la escuadra paralelamente á sí mismo, hasta determinar el vértice más distanciado y se marcará solamente la

intersección de su vertical con dicha línea de cierre. El mayor de todos estos segmentos, que serán situados sobre diferentes verticales determinará el mayor momento de flexión. Se podrá en este caso despreciar la carga permanente, salvo á agregar después el momento de flexión producido por la carga móvil, el que es debido á aquella.

Para el segundo problema se podrá trazar, para cada eje considerado, las cuerdas de cierre relativas á las secciones en que se produce el máximo bajo dicho eje, y tomar el mayor segmento que ellas determinan sobre la vertical del vértice correspondiente. Bastará hacer esta construcción para los ejes más pesados, sino será más ventajoso proceder como para el problema 3°.

Este último se deduciría del anterior, si éste se resolviera para todos los ejes, pero será más fácil trazar las parábolas análogas á la T_1T_1' relativas á los diferentes grupos de ejes, aumentando, como sabemos, en cada caso, la longitud l de la viga en la proporción $\frac{Q}{\Sigma P}$. De todas estas parábolas, se conservará solamente los arcos más alejados del funicular, formando así un cierto contorno que será tal que el segmento de ordenada comprendido entre él y un vértice del funicular corresponderá al momento de flexión máximo bajo el eje de mismo número. El mayor de todos estos segmentos hará conocer *el momento de flexión máximo absoluto, es decir, el mayor momento de flexión que pueda producir el tren en su paso sobre la viga.* Como se indicó anteriormente, las parábolas deberán servir únicamente para determinar la posición del máximo, pero su valor se medirá por medio de la cuerda de cierre respectiva, trazada como hemos dicho.

En todos estos casos, será necesario verificar si las secciones y posiciones á que se llega, satisfacen á las condiciones de la notas II y III, sino se deberá tomar las inmediatamente vecinas que las satisfagan.

X

Momento de flexión en una sección determinada de la viga, cuando las cargas obran por intermedio de viguetas transversales

Si la sección pasa por una de las viguetas, el momento de flexión es el mismo para cualquiera posición del tren, como si no había viguetas y, por consiguiente, la línea representativa del momento de flexión es un funicular como acabamos de ver. Para las demás secciones, recordaré el siguiente teorema, presentado de costumbre bajo forma algo diferente :

Teorema IV. — Si se considera un tren en marcha sobre la viga, y que en cada una de sus posiciones, se lleva por su centro de gravedad una ordenada proporcional al momento de flexión producido por dicha posición en una sección fija, comprendida entre dos viguetas c y d, dicho diagrama de la variación del momento de flexión en la sección considerada, es un polígono de lados rectilíneos, cuyos vértices corresponden al pasaje de los diferentes ejes sobre las viguetas vecinas de la sección considerada.

Sea x la abscisa del centro de gravedad del tren en un cierto instante ; las abscisas de las cargas son $x + a$, a_i siendo la distancia del eje P_i al centro de gravedad ; sean c y d las distancias de las viguetas c y d á la sección X, de modo que sus abscisas son respectivamente $x - c$ y $x + d$.

El momento de flexión en la sección X para dicha posición del tren, es :

$$\mu = \frac{l - x}{l} \Sigma_0^c P (x + a) + \frac{x}{l} \Sigma_d^l P (l - x - a) +$$
$$\left(\frac{c}{c + d} - \frac{x}{l}\right) \Sigma_c^d P (x + a) + \frac{cd}{c + d} \Sigma_c^d P,$$

los dos primeros términos procediendo de los ejes exteriores al intervalo cd, cuya acción sobre X es la misma como si no existían las viguetas y los dos últimos, siendo relativos á los ejes comprendidos

entre c y d. Recordando que $\Sigma_0{}^l Pa$ es idénticamente nulo; dicha expresión se puede escribir :

$$\mu = \alpha \left[\Sigma_0{}^c P - \frac{x}{l} \Sigma_0{}^l P + \frac{c}{c+d} \Sigma_0{}^d P \right] + \Sigma_0{}^c Pa + x \Sigma_d{}^l P + \frac{c}{c+d} \Sigma_c{}^d Pa + \frac{cd}{c+d} \Sigma_c{}^d P;$$

cuya ecuación es de primer grado en α y, por consiguiente, cuando el tren rueda sin que ningún eje pase en c ni d, como tampoco sobre un apoyo, todas las sumas Σ permaneciendo constantes, así como lo es x, el momento de flexión varía como las ordenadas de una recta. Cada vez que uno de los ejes pasa en c ó d, los coeficientes de la recta cambian repentinamente y, por lo tanto, su dirección, formándose para esta posición en el diagrama del momento de flexión, un vértice.

Q. E. D.

XI

Diagrama del momento de flexión en una sección determinada de la viga

Para estudiar la variación producida por las viguetas transversales en los momentos de flexión que el tren determina en la sección X, supongamos construido el diagrama que correspondería á la misma sección, si no había viguetas, y consideremos en primer lugar el vértice correspondiente á un eje como P_5, por ejemplo, tal que su distancia á los dos ejes más cercanos P_4 y P_6 sea mayor que $c + d$. Sea A_1A_1' la cuerda de cierre de la sección considerada (fig. 5).

Supongamos un tren en marcha sobre la viga ; sabemos que á la abscisa x del eje P_5, corresponde la ordenada $5\gamma_1$ del funicular, es decir, la abscisa $x - a_5$ del centro de gravedad ; por consiguiente, cuando P_5 será en c y d respectivamente, el centro de gravedad las abscisas respectivas $x - a_5 - c$ y $x - a_5 + d$, y como dos posiciones, comprendiéndolas á ellas mismas, nin-encuentra entre c y d, el momento de flexión en la sec-

ción considerada será el mismo como si las viguetas no existían, é igual, salvo el factor δ (*) á las ordenadas de los puntos 5′ y 5″ situados de ambos lados de 5, á las distancias *c* y *d*.

Entre dichas dos posiciones, sabemos por el precedente teorema que la línea representativa es rectilínea y no presenta vértice alguno; luego dicha línea está formada en esta parte por la recta 5′ y 5″. Fuera de este intervalo, para las posiciones vecinas de aquellas, ningún eje está entre *c* y *d* y, por consiguiente, el diagrama queda formado por los lados primitivos 65′ y 5″4, en un cierto trecho, desde que P_4 ha pasado en *d*, hasta que P_6 llegue en *c*.

Consideramos ahora un grupo cualquiera de ejes como $P_1P_2P_3P_4$, cuyas distancias á los demás sean mayores y las entre sí menores que $c + d$. Como en el caso anterior, la presencia de las viguetas viene á reemplazar cada vértice 1 2 3 4, por ejemplo, por dos nuevos, situados á las distancias *c* y *d* de los primeros; pero en virtud de la disposición de los ejes, estos nuevos vértices alternan, sucediéndose en un orden cualquiera, por ejemplo, 4′ 3′ 4″ 2′ 3″ 1′ 2″ 1″ como en la figura, y la sucesión de las cifras y acentos indica el orden de paso sucesivo de los ejes en *c* y *d*, y su distribución respectiva entre dichas dos viguetas; así, el lado 4′ 3′ corresponde á la presencia de P_4 entre *c* y *d*; 3′ 4″ á la presencia de P_3 y P_4; 4″ 2′ á P_3; 2′ 3″ á P_2 y P_3; 3″ 1′ á P_2; 1′ 2″ á P_1 y P_2; y por fin, 2″ 1″ á la presencia de P_1 entre las viguetas *c* y *d*.

Los lados 4′ 3′; 4″ 2′; 3″ 1′; 2″ 1″ que corresponden á la presencia de un sólo eje entre *c* y *d*, se construyen evidentemente como acabamos de ver, llevando sobre los lados del funicular que se cortan en 4, 3, 2, 1 respectivamente, ó sobre su prolongación, si fuera menester, distancias horizontales iguales á *c* y *d*, y uniendo con rectas los puntos obtenidos.

En cuanto á los lados como 3′ 4″, por ejemplo, que responden al paso entre *c* y *d* de un grupo cualquiera de ejes P_3 y P_4, sustituímoslos por un instante por su resultante que obtenemos en R sobre el funicular; si no hubiese viguetas, la *concentración* de estos dos ejes vendrían á sustituir en el funicular los vértices 3 y 4 por el R, y para tener en cuenta aquellas, sabemos que basta llevar de cada lado de R las distancias horizontales *c* y *d*, y juntar los dos puntos R′ R″. Ahora bien, cuando los ejes P_3 y P_4 están entre *c* y d, es decir, cuando el centro de gravedad del tren es entre 3′ 4″, la

(*) Se ha designado en esta parte por δ la distancia polar.

concentración no cambia nada á las componentes en *c* y *d* y, por consiguiente, al momento de flexión en X, y luego 3′ 4″ tiene que coincidir con R′ R″.

El mismo raciocinio se aplica evidentemente para cualquier grupo de ejes que pueden encontrarse al mismo tiempo entre *c* y *d*, llevando de cada lado de la vertical de su resultante las distancias *c* y *d* y juntando los puntos obtenidos.

De lo que precede, deriva la siguiente regla práctica :

Para obtener el diagrama del momento de flexión en una sección X *situada á distancias c y d de las dos viguetas más próximas, se construye un polígono funicular del sistema de cargas, colocado al revés y su cuerda de cierre relativa á la misma sección, como si no habia viguetas transversales.*

Para los ejes cuyas distancias á los vecinos es mayor que c + d, se lleva sobre los lados del funicular que se cortan sobre su línea de acción, distancias horizontales c y d. Para los demás grupos de ejes, se efectúa la misma operación, tanto en los vértices propios del funicular, correspondientes á cargas que pueden encontrarse solas entre c y d (*), *como en las intersecciones de los lados extremos de los grupos de ejes que pueden hallarse juntos entre c y d. Uniendo los puntos así obtenidos, se obtiene una serie de rectas que determinan un contorno interior que forma el diagrama pedido.*

Estas construcciones se efectúan con la mayor rapidez, sirviéndose de un papel transparente sobre el cual se traza el funicular y que se hace correr sobre otro en que se han trazado tres paralelas á las distancias *c* y *d*, determinando así directamente los ejes ó grupos de ejes que pueden obrar independientemente entre *c* y *d*. Sin embargo, en caso de que por descuido se aplique el procedimiento á una ó varias resultantes de grupos que no satisfagan á esta condición, la misma construcción se encarga de eliminar el error, porque el lado correspondiente queda fuera del contorno útil, como se lo puede verificar en la figura, para la resultante de las fuerzas 1, 2, 3, por ejemplo, que no pueden encontrarse á la vez entre *c* y d.

En general, lo más importante es conocer el momento de flexión máximo en la sección, el que se obtiene aplicando la nueva construcción tan sólo á los vértices vecinos del cuya distancia á la cuerda de cierre es máximo. Pero, se puede deducir otro procedimiento

(*) Son las cuyas sumas de sus distancias á las más próximas, sea mayor que *c* + *d*.

más elegante, aunque tal vez menos conveniente en la práctica, del siguiente teorema :

Teorema V. — Para obtener el diagrama del momento de flexión en una seccion X, situada á distancias c y d de las viguetas vecinas, después de haber dado vuelta al sistema de cargas, se descompone cada una de ellas en dos componentes, cuyas líneas de acción sean situadas á las distancias c y d de las primitivas, y se construye un polígono funicular de este nuevo sistema de cargas, cerrándolo con la misma cuerda, como si no había viguetas transversales.

Para cualquiera posición del tren, el momento de flexión en la sección, es igual á la ordenada del funicular correspondiente al centro de gravedad, multiplicada por la distancia polar.

Se deduce inmediatamente de la misma construcción, que para los vértices *aislados*, como 5, por ejemplo, la presencia de las viguetas produce en la sección el mismo efecto como si la carga P_5 fuese descompuesta en otras dos, situadas á distancias respectivas *d* y *c* de la primitiva (digo *d* y *c* por razón de la inversión del tren), de modo que sus intensidades son inversamente proporcionales á *d* y *c*, y que la paralela á 5′5″ tirada por el polo, divide P_5 en la misma proporción. El segmento inferior, inversamente proporcional á *c*, es el que debe aplicarse en 4′ y el superior en 4″. Lo mismo sucede para los lados 4′ 3′ ; 4″ 2′ ; 3″ 1′ ; 2″ 1″, con respecto á las fuerzas P_4 $P_3 P_2$ P_1, y también para 3′ 4″ ; 2′ 3″ ; 1′ 2″, cuyas paralelas trazadas por el polo dividirán las sumas $P_3 + P_4$; $P_2 + P_3$ $P_1 + P_2$ respectivamente en partes inversamente proporcionales á *d* y *c*.

Tiramos entonces por el polo del funicular, paralelas á los lados 4′ 3′, 3′ 4″ ... del diagrama, y sean *klmnopq* sus puntos de intersección con las líneas de las fuerzas ; designemos además por P_1' P_1'', P_2' P_2'' ... las fuerzas aplicadas en los vértices de mismo número, de modo que P_1'' es representado por $A'q$; P_2'' por qp, etc.

Por construcción :

$$\frac{A'q}{P_1} = \frac{A'p}{P_1 + P_2} = \frac{bo}{P_2} = \frac{bn}{P_2 + P_3} = \frac{cm}{P_3} = \frac{cl}{P_3 + P_4} = \frac{dk}{P_4} = \frac{c}{c + d},$$

y

$$\frac{P_1}{bq} = \frac{P_1 + P_2}{cp} = \frac{P_2}{co} = \frac{P_2 + P_3}{dn} = \frac{P_3}{dm} = \frac{P_3 + P_4}{el} = \frac{P_4}{ek} = \frac{c + d}{d}.$$

De estas igualdades se deduce :

$$\frac{A'q}{P_1} = \frac{A'p - A'q}{P_2} = \frac{bn - bo}{P_3} = \frac{cl - cm}{P_4} = \frac{c}{c + d},$$

y

$$\frac{P_1}{cp - co} = \frac{P_2}{dn - dm} = \frac{P_3}{el - ek} = \frac{P_4}{ek} = \frac{c + d}{d};$$

ó sea :

$$\frac{A'q}{P_1} = \frac{pq}{P_2} = \frac{on}{P_3} = \frac{lm}{P_4} = \frac{c}{c + d},$$

y

$$\frac{P_1}{op} = \frac{P_2}{mn} = \frac{P_3}{kl} = \frac{P_4}{ek} = \frac{c + d}{d}.$$

Según la disposición de los ejes, obtendríamos relaciones análogas que se resolverían de idéntica manera. Las últimas igualdades muestran que las fuerzas $1'\ 1''$; $2'\ 2''$; $3'\ 3''$; $4'\ 4''$, son iguales á las componentes de P_1 P_2 P_3 P_4, según las verticales de $1'\ 1''$ ... lo que prueba el teorema.

Es evidente que para las aplicaciones en que no se necesita más que el máximo del momento de flexión, se podrá construir el funicular de las cargas verdaderas y agregarle los lados suplementarios debidos á las viguetas, solamente en la parte más próxima al máximo. Es evidente también que el diagrama no vale sino para las posiciones del tren comprendidas entre las que corresponden á las ordenadas límites KK', MM' de su centro de gravedad, las que sabemos construir.

XII

Determinación a priori de la posición del tren que produce el momento de flexión máximo en una sección determinada de la viga.

Se empieza por determinar el eje que produciría en la misma sección el momento máximo, si no había viguetas.

Si como en la figura 5 *bis*, este eje dista de sus vecinos en menos de $c + d$, buscaremos á partir de P_3 en los dos sentidos, qué eje

dista del siguiente en más de $c + d$. En la figura, son P_1 y P_4; llevaremos entonces sobre el tren invertido, á la izquierda de dichos ejes, la distancia c y á su derecha la d, designando sus verticales por 1′ 2′ ... y 1″ 2″ ... respectivamente. Dividiremos estas fuerzas en partes inversamente proporcionales á d y c, designando con doble acento las primeras y con simple acento á las segundas, y las llevaremos en su orden sobre las fuerzas 1234. El punto T siendo situado sobre la fuerza 4″; el momento de flexión máximo en la sección X, es producido por el paso de P_4 en d.

Si al contrario, la fuerza á que se llega es aislada, es decir tal que su distancia á las vecinas sea mayor que $c + d$, es ella misma que se dividirá en partes inversamente proporcionales á d y c; llamando P_i' al segmento inferior y P_i'' al superior; el momento de flexión máximo en la sección será producido por el paso de P_i en c ó d respectivamente, según que el punto de encuentro análogo á T sea sobre P_i' ó sobre P_i''.

Dicha regla resulta inmediatamente del teorema anterior; las rectas EA′ y EA pueden ser consideradas como lados extremos de un funicular de polo E del sistema de cargas invertido, después de la descomposición de cada una de ellas, como hemos dicho, su cuerda de cierre relativa á la sección X sería AA′. Si suponemos construido dicho funicular, es evidente que el vértice en que hay cambio en el sentido de la inclinación de los lados, con respecto á la cuerda de cierre, corresponde á la fuerza que es cortada por la paralela á la cuerda tirada por el polo y que en este vértice, se encuentra la ordenada máxima.

Esta construcción no se puede aplicar sino para las secciones tales que colocando en ellas el centro de gravedad del tren, ningún eje se encuentre fuera de la viga; ellas son limitadas por las verticales K y M, tales que $AK = a_1$ y $A'M = a_6$; a_1 y a_6 siendo las distancias de los ejes de mismo número al centro de gravedad.

Como en el caso en que no hay viguetas, se podría trazar AA′ en una dirección cualquiera, con tal de tirar E_1T paralelamente á la misma dirección.

XIII

Momento máximo de flexión en las diferentes secciones comprendidas entre dos viguetas fijas.— Sección límite

Si en el funicular uno de los lados 5′ 5″, por ejemplo, fuese paralelo á la cuerda de cierre relativa á la sección considerada, el momento de flexión permanecería constante para todas las posiciones del tren comprendidas entre las que corresponden al paso del eje P_5 en c y en d.

Si fuese un lado 5″ 4′, por ejemplo, el momento de flexión en la sección queda constante desde el paso de P_5 en d hasta el de P_4 en c. Si fuese un lado 2′ 3″, el momento de flexión quedaría constante desde el paso de P_2 en c hasta el de P_3 en d; etc.

Vamos á determinar las secciones que gozan de esta propiedad. Notamos previamente que si se traza por el punto x en la figura 3, una paralela $\beta\beta'$ á la cuerda de cierre QQ′ relativa á una cierta sección, la recta Q′β' es paralela á xT, porque $x\beta'$ es paralela á QQ′ y que sus proyecciones siendo iguales, dichos segmentos también lo son; luego β' divide T′θ'' en partes proporcionales á x y $l - x$, y sucederá lo mismo para los segmentos determinados por las paralelas QQ′, xT y xT′ trazadas por un punto cualquiera sobre una vertical también cualquiera.

Resulta de ésto que si se tira por el polo del funicular las paralelas á las cuerdas de cierre relativas á tres secciones de abscisas $x - c$, x, $x + d$, ellas dividen á las líneas de las fuerzas en segmentos que son en la misma proporción, y que el punto correspondiente á la sección X divide el segmento comprendido entre los que corresponden á las otras, en la proporción de c á d.

Si llevamos sobre la vertical del apoyo A′ longitudes proporcionales á las fuerzas, trazando las verticales de las tres secciones C, X y D (fig. 5 *bis*), sabemos que se puede considerar AE y EA′ como los lados extremos de un funicular del sistema de cargas invertido, cuyo polo sería E, la línea de cierre de la sección X sería AA′ y como c' y d' dividen á A′B en la relación $x - c$, x, $x + d$, se ve que Ec' es paralelo á la cuerda de cierre de la sección c y Ed' paralelo á la de la sección d.

Sabemos también que el radio polar paralelo á un lado del funicular que corresponde á la presencia de un grupo cualquiera de ejes P_i ... P_k entre c y d, divide también á la línea representativa de estas fuerzas en partes inversamente proporcionales á d y c, es decir, proporcionales á c y d y, por consiguiente, *para que dicho lado sea paralelo á la cuerda de cierre de la seccion, es necesario que el punto* T *divida á la vez al segmento* $c'd'$ *y á la linea de las fuerzas* P_i ... P_k *en la misma proporcion.*

Somos conducidos entonces á resolver el problema, de buscar un punto que divida dos segmentos de recta en la misma proporción, debiendo dicho punto ser interior á los dos segmentos.

Designando por P' dicho punto, y por qs y $c'd'$ los dos segmentos, debemos tener :

$$\frac{qP'}{P's} = \frac{c'P'}{P'd'} \qquad \text{ó sea} \qquad \frac{qP'}{c'P'} = \frac{P's}{P'd'},$$

luego, si qP' es mayor ó menor que $c'P'$, $P's$ ha de ser también mayor ó menor que $P'd'$ y, por consiguiente, para que el problema sea posible, es necesario que uno de los segmentos sea interior al otro.

Considerando este último caso, es fácil ver que para obtener el punto P', basta dividir el segmento interior $c'd'$ en partes proporcionales á qc' y $d's$ (fig. 6 *bis*), para el cual llevaremos sobre una recta cualquiera que pase por c', dos segmentos $c'Q$ y QR respectivamente iguales á qc' y $d's$, se junta $d'R$ y se tira por Q una paralela á esta última línea que corta $c'd'$ en el punto buscado. Tendremos, en efecto, que :

$$\frac{c'P'}{P'd'} = \frac{c'Q}{QR} = \frac{c'P' + c'Q}{Pd' + QR} = \frac{qP'}{P's}.$$

De lo que precede, se deduce la siguiente regla práctica :

Para encontrar las secciones comprendidas entre dos viguetas c y d tales que el momento de flexión permanezca constante entre ellas para las posiciones del tren comprendidas entre dos ciertos límites, se construye los puntos c' y d' como hemos dicho (fig. 6 y 7), *y se busca el ó los grupos de ejes que por sus distancias respectivas pueden encontrarse sólo entre c y d, y cuyas líneas representativas sean comprendidas entre c' y d' ó comprendan á dicho segmento.*

Se determina el ó los puntos que dividen á c'd' y á dichas líneas en la misma relación, y si P' *es uno de estos puntos, trazando la horizontal de* P' *hasta su punto de encuentro con* AB *y la vertical de éste, se obtiene en* P *la sección buscada.*

Es bien evidente que esta construcción no se debe aplicar sino para las viguetas situadas entre dos secciones K y M, posiciones extremas del centro de gravedad, cuando los ejes P_1 y P_6 pasen sobre los apoyos.

Para las viguetas comprendidas entre estas secciones K y M y los apoyos, se podrá, sin embargo, encontrar secciones que gozan de la propiedad indicada, pero aplicando la construcción á la nueva composición del tren que resulta de la salida de uno ó varios ejes fuera de la viga.

Sea P (fig. 6) uno de estos puntos relativo al grupo de ejes P_3 P_4, cuya línea representativa comprenda á *c'd'* ; para la sección P el momento de flexión es el mismo desde el momento en que el eje P_3 pase en *c* hasta el en que P_4 llega en *d*.

Consideramos una sección situada entre *c* y P, su cuerda de cierre será paralela á un cierto radio polar E*g'* y el lado 3'4" del funicular paralelo á E*q*; sabiendo que *g* y *g'* dividen respectivamente á *qs* y *c'd'* en la misma relación, se ve que *g* es situado arriba de *g'* y, por consiguiente el vértice 3' es más distante de la cuerda de cierre que 4", es decir, que en esta sección, el máximo del momento de flexión se produce cuando P_3 pasa en *c*. Al contrario, para una sección comprendida entre P y *d*, su cuerda de cierre siendo paralela á E*h'*, el lado correspondiente del funicular sera paralelo á E*h* y por la inclinacion de estas dos rectas, se ve que el mayor momento de flexion corresponde al vértice 4" es decir al paso de P_4 en *d*. E*g'* y E*g*, el mayor momento de flexión corresponde al vértice K", es decir, al pasaje del eje P_k en *d*, en cuanto que para las secciones comprendidas entre P y *d* es el eje P_i cuyo paso en *c* determina el máximo.

Vemos, pues, que cuando hay entre dos viguetas una sola sección como las de que se trata, *dicha sección divide el intervalo de las dos viguetas en dos segmentos tales que para las secciones que se encuentran de un lado, el máximo se produce cuando un eje pasa sobre una vigueta determinada y para las secciones situadas del otro lado, cuando un eje pasa sobre la otra vigueta.*

Nada impide que, adentro ó afuera del segmento *c'd'*, se encuentren varios grupos de ejes ó ejes aislados que respondan á la

condición antedicha; se obtendría entonces entre c' y d' varios puntos tales como P' y entre c y d varias secciones P Q R ... que gozan de la propiedad indicada. Se vería fácilmente que en cada uno de los intervalos que determinan dichas secciones entre c y d, el máximo del momento de flexión se produce al pasar un eje sobre una vigueta determinada, alternando de ésta á la otra al pasar de un intervalo al que lo sigue. Por esta razón, se podría designar estas secciones con el nombre de secciones límites.

En un próximo artículo, trataré la cuestión de los esfuerzos de corte.

C. Paquet,

Ingeniero civil de la Escuela Politécnica de París;
Catedrático en la Facultad de Ciencias.

MOVIMIENTO SOCIAL

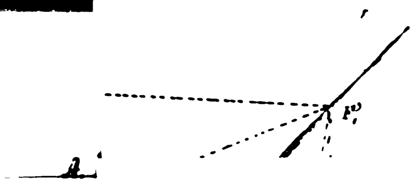
Se ha aceptado al señor Miguel Estrada, para formar parte de la corporación en calidad de socio activo, y la reincorparación, en igual carácter, de los señores ingenieros Juan Pirovano y Valentín Balbín.

Habiendo remitido el señor Ministro del Interior, un expediente sobre patente de invención de un aparato destinado á la destrucción de hormigas, para que la Sociedad dictamine sobre la parte técnica de dicho aparato, se resolvió designar á los señores ingenieros Eduardo Aguirre, Cárlos D. Duncan y Tomás A. Chueco, para informar al respecto.

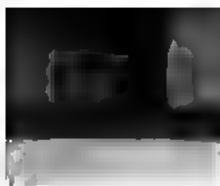
Se ha resuelto pasar una circular á los señores propietarios de casas de comercio, comunicándoles que la J. D. ha autorizado la publicación de avisos en los *Anales*. Se ha tomado esta resolución con el objeto de lograr algún aumento en las entradas ordinarias, cuyo aumento será destinado al fomento de la Biblioteca.

Se ha resuelto publicar en los *Anales*, el proyecto del ingeniero Luis F. Nougues, para lo cual dicho señor abonará la suma de 400 pesos moneda nacional para ayudar los gastos de impresión, debiendo la Sociedad entregarle 250 ejemplares en tiraje aparte.

En vista de la idea manifestada por varios señores antiguos socios de la Sección La Plata, residentes en aquella ciudad, de reorganizar aquella Sección, que fué declarada disuelta desde hace algún tiempo, la J. D. ha contestado de acuerdo, á cuyo objeto se nombrará, en oportunidad, una comisión con el fin de representar á la Sociedad en el acto de la instalación.







ANALES

DE LA

SOCIEDAD CIENTÍFICA ARGENTINA

DICIEMBRE, 1895. — ENTREGA VI. — TOMO XL

PUNTOS Y PRECIOS DE SUSCRICION

LOCAL DE LA SOCIEDAD, ZEBALLOS 269, Y PRINCIPALES LIBRERÍAS

Por mes, en la Capital, Interior y Exterior, incluso porte.......... $ m/n 1.50
Por año, en la Capital, Interior y Exterior incluso porte.......... » 12.00

La suscricion se paga anticipada

BUENOS AIRES
IMPRENTA DE PABLO E. CONI É HIJOS, ESPECIAL PARA OBRAS
680 — CALLE PERÚ — 680

1895

INDICE DE LA PRESENTE ENTREGA

A LOS SÓCIOS

Se ruega á los señores sócios comuniquen á la Secretaría de la Sociedad su ausencia, cambio de domicilio, etc., y cualquier irregularidad en el reparto de los *Anales* ó cobro de la cuota.

Se ruega tambien á los que tengan en su poder obras prestadas pertenecientes á la Biblioteca de la Sociedad, se sirvan devolverlas á la brevedad posible, á fin de anotarlas en el catálogo

[redacted]

El registro de las lluvias durante los últimos ocho años demuestra que hay en promedio 44 días en el año en que caen lluvias que exceden de 6 milímetros en 24 horas.

Admitiendo una duración media para cada lluvia de 3 horas tendríamos 132 horas durante el año, ó sea 11 horas por mes durante las cuales parte de los líquidos cloacales se derramarían en los conductos de tormenta.

No es fácil fijar la proporción en que los líquidos cloacales pasan á los conductos, pues esto dependerá de la intensidad de la lluvia. Partiendo de la base de un producto líquido cloacal de 4 metros cúbicos por cuadra cuadrada y por hora, y de que un 30 por 100 del agua de lluvia se pierda por absorción, evaporación, etc., el cuadro siguiente indica las proporciones teóricas en que se dividen en la cámara reguladora para ir á la interceptora y al conducto:

CANTIDAD DE LLUVIA	Cantidad de líquido cloacal por cuadra cuadrada y por hora.	Cantidad de agua pluvial por cuadra cuadrada y por hora.	Proporción entre ambos	PROPORCIÓN EN QUE PASAN	
				Á la interceptora	Al conducto
milímetros	metros cúbicos	metros cúbicos			
6 en 24 horas	4.000	2.937	1 × $\frac{3}{4}$	$1 \frac{3}{4}$	—
1 » 1 »	4.000	11.748	1 × 3	$1 \frac{3}{4}$	$2 \frac{1}{4}$
5 » 1 »	4.000	58.740	1 × 14	$1 \frac{3}{4}$	$13 \frac{1}{4}$
10 » 1 »	4.000	117.480	1 × 29	$1 \frac{3}{4}$	28
15 » 1 »	4.000	176.220	1 × 44	$1 \frac{3}{4}$	43
20 » 1 »	4.000	234.960	1 × 58	$1 \frac{3}{4}$	57
30 » 1 »	4.000	352.440	1 × 88	$1 \frac{3}{4}$	87
40 » 1 »	4.000	469.920	1 × 117	$1 \frac{3}{4}$	116
50 » 1 »	4.000	587.400	1 × 147	$1 \frac{3}{4}$	146

Resulta que para lluvias de más de 5 milímetros por hora, puede suponerse á los efectos de este estudio, que toda el agua de las colectoras pase á los conductos, y si suponemos tambien que la mezcla de las materias sea completa, lo que es lógico suponer, dada la similitud de sus densidades y el movimiento y agitación continua en que corre el líquido, se podrá, pues, suponer que en los mismos casos, la mayor parte de las materias cloacales sea arrastrada á los conductos.

Lluvias de 5 á 10 milímetros por hora son, por otra parte, las más

comunes en el clima de la Capital, ocupando un lugar intermedio entre las fuertes y continuas *garúas* y los *aguaceros*.

Pero hay varias circunstancias que contribuyen á aumentar aún la proporción de líquidos cloacales que pasa á los conductos. Una de ellas procede de que resultando el producido normal del drenaje en algunos de los distritos mayor que el calculado por Bateman, hay bateas que desbordan en las horas de máximo consumo, y en general con cualquier lluvia, lo que sucede ya hoy en los distritos números 6, 15 y 4.

Pero no doy importancia á este hecho que desaparecerá así que se aumenten en la proporción necesaria la capacidad de las bateas.

Otra causa más digna de consideración es el bajo nivel á que se encuentran las bateas de los distritos números 28 y 29 y más adelante del 27, hoy en estudio, niveles inferiores al de las crecientes extraordinarias del río, que las cubre durante estas mareas, paralizando por consiguiente el funcionamiento de las bombas, y dejando al líquido cloacal correr libremente al conducto.

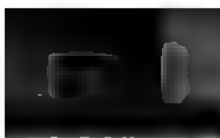
Finalmente, habría que agregar los casos de limpieza ó reparaciones en la interceptora y en la cloaca máxima y en el conducto de desagüe hasta Puente Chico, operaciones que exigen se cierren las compuertas reguladoras á fin de que el nivel del agua permita la ejecución de aquellos trabajos y cuyos efectos se atenúan en lo posible eligiendo para su ejecución las horas de la noche en que los líquidos cloacales son menos abundantes.

Si tomamos en cuenta todas estas circunstancias, no creemos estar muy lejos de la verdad si establecemos que dos tercios de los líquidos cloacales pasan á los conductos durante las épocas de lluvia.

Como el producto total del drenaje es hoy de 60.000 metros cúbicos diarios, y en el supuesto de que se produzca durante 20 horas del día (siendo relativamente insignificante el drenaje de 1 á 5 a. m.) resulta un promedio de 3000 metros cúbicos por hora.

Y, como antes habíamos llegado á establecer que el período mensual de lluvia de más de 6 milímetro en 24 horas era de 11 horas, resultaría que, en término medio irían á los conductos: 11 horas $\times$ dos tercios $\times$ 3000 metros cúbicos $=$ 22.000 metros cúbicos de nuestra agua cloacal.

Pero como habría que descontar la porción correspondiente á los conductos de Ecuador, Rodríguez Peña y Charcas, que desagüan fuera del recinto del puerto y que abarcan dos quintas partes del



radio de las obras, la cantidad anterior se reduciría á 18.000 metros cúbicos.

Quiere decir que dentro de los diques y dársenas, cuya capacidad es de 4.945.000 metros cúbicos se derramaría mensualmente un promedio de 18.000 metros cúbicos de líquidos cloacales.

No poseemos aún análisis suficientes de nuestras aguas cloacales para conocer su poder de contaminación; pero creemos que los 18.000 metros cúbicos arrojados mensualmente á los diques y dársenas acabarían por alterar sus aguas hasta corromperlas. Esto quizá no sucedería en los primeros tiempos, pero sí cuando los depósitos de materia orgánica adquirieran alguna importancia. Hay que tomar en consideración, al estudiar este punto, la mala disposición de los diques para la renovación de sus aguas, y también los inconvenientes con que por mucho tiempo aún luchará la inspección sanitaria del puerto para hacer el servicio de limpieza en los buques como se hace en otras partes.

La población flotante del puerto, que es en la actualidad de 3500 personas, pero que pasa de esa cifra en los meses de mayor movimiento, arroja al agua los residuos de sus letrinas y aguas del lavado, y lo hará por mucho tiempo, hasta que la inspección sanitaria tenga á su alcance los elementos necesarios para evitarlo. Y sería agregar una causa poderosa de insalubridad á las que hoy se trata precisamente de eliminar, arrojar el agua de los conductos dentro de los diques.

Creemos, pues, que en este punto la solución del proyecto de la oficina de Bateman es la más conveniente, siendo de notar que todas las opiniones consultadas han sido unánimes en aconsejarlas.

Resuelto el punto en el sentido de arrojar las aguas fuera del puerto, la solución de un colector único que fuera á desembocar al norte, se presenta como la solución más conveniente.

Para llevar las aguas de tormenta al sud habría que darles salida frente á la desembocadura del Riachuelo lo que no convendría por las mismas razones expuestas para los diques, reagravadas por el ya mal estado higiénico de estas aguas; ó ir á buscar la orilla del río á través del Riachuelo y el dock sud, lo que sería casi impracticable por la falta de nivel y la necesidad de construir uno ó dos sifones, además del costo exagerado.

Al norte, al contrario, la longitud del colector general es menor y

no hay obstáculo natural ó artificial que se oponga ó dificulte su construcción.

Otra de las soluciones que se presentan, pero que ha sido condenada por todos los que han estudiado este asunto, excepción hecha del Departamento de Higiene que aconsejó su adopción, es la construcción de uno ó más sifones que trasvasaran las aguas de los conductos al otro lado de los diques y luego fueran arrojadas al rio.

El sifón del Riachuelo funciona desde hace un año con perfecta regularidad, manteniendo limpios sus tres tubos, pero conserva una pendiente hidráulica de 0,50 metros que produce una velocidad de 2 metros por segundo. Aquella pendiente puede elevarse á más de 2 metros si fuera necesario y produciría una velocidad ... cerca de 4 metros en los tubos, capaz de arrastrar al otro lad... y la arena que tiende á depositarse en la rama ...zonta...

Un caso más similar al que nos ocupa nos of... ducto de la Bièvre, que trasvasa las aguas ... izquierda de París por el colector de ... non... á la margen derecha donde van á derra... nières.

Está formado por dos tubos de palastro, d... metro de diámetro y de 169 metros de largo, ... zan por el fondo del Sena y unen los extre... Bièvre en ambas márgenes.

Este sifón funciona normalmente con un... sar los 2.30 metros cúbicos que lleva norm... Asnières con una carga de 0.60 metros qu... velocidad de 2.95 por segundo que lo mant... sando el agua en el trozo de llegada hasta el ... puede aumentarse aquella carga á 3.60 me... des muy grandes para hacer su limpieza a...

Es así cómo fun... desde hace 25 año... la gran cantid... materias fecale... dicios que aca... de la Bièvre ... de París, verdad... muy distinta... de tormenta.

Muchos otros cas... ar de ... salvar fuertes depres... en l... provisión, entre los que ... cial en la desviación de las fu... sión de París, algunos de l...

Segundo ante-proyecto

Se proyectaba interceptar todos los grandes conductos por un colector general que formando la prolongación del de calle de Garay, seguiría por el Paseo Colón hasta la calle de Méjico, cruzaría aquí la vía del ferrocarril á la Ensenada, continuaría á la derecha de ésta hasta cerca de la calle de Moreno, para seguir tangencialmente al semi-círculo de la aduana hasta salvar el malecón de Catalinas, costear éste hasta la prolongación de la calle Charcas, y luego torcer á la derecha, para desembocar en el centro del muro norte de circunvalación.

Este colector recogería á su paso los conductos de Europa, Méjico y Cangallo. En cuanto al de la calle Córdoba, se prolongaría hasta la dársena norte, y el de la calle San Lorenzo, hasta la dársena sud, como en el anterior.

Los conductos de las calles Charcas, Rodriguez Peña y Ecuador, quedarían como están, por cuanto desembocan en el río, fuera del recinto del puerto.

Más adelante nos ocuparemos con extensión de este proyecto, al recordar la controversia que suscitó entre los ingenieros del puerto y la oficina de Bateman. Su costo se estimaba en pesos 2.700.000.

Tercer ante-proyecto

En vez de uno, se prolongaban dos colectores principales. Uno al sud que llevaría las aguas de los conductos de Méjico, Europa y Garay hasta el ángulo noroeste de la dársena sud, y otro al norte para las aguas del conducto de Cangallo, que iría á descargar en el ángulo sudoeste de la dársena norte.

El conducto de San Lorenzo como el de Córdoba, se les prolongaría hasta descargar en las dársenas, en los mismos puntos que los dos colectores. Este proyecto era de todos el de más fácil y económica ejecución, pues, su costo se estima en la suma de pesos 1.700.000.

Este proyecto presentaba desde luego un inconveniente capital, que era el de llevar todas las aguas pluviales contaminadas de la

por la distancia que separa ambos puntos (nueve y medio kilómetros) y también por la sanción de la experiencia que no ha constatado ahora ninguna alteración en las aguas de nuestra toma, no obstante hacer como tres años que los conductos desaguan al río en las inmediaciones de aquel punto.

De los estudios sobre las corrientes del río entre la Boca y Quilmes que los ingenieros Higgin y Silveyra hicieron en julio de 1878, concluye el primero de estos señores que «ningunas aguas subían más de 2 y media, á lo más 3 millas, arriba del punto á donde se las echen y esto echándolas precisamente en la hora cuando la marea empieza á crecer».

En cuanto á la traza adoptada por la oficina de Bateman para el colector principal, no la considero la más apropiada ni económica. Sería preferible la indicada por el ingeniero Stavelius en su proyecto, por tener menos inflexiones, curvas más amplias, utilizar sólo vías publicas y también por ser de más fácil ejecución, desde que el trayecto á través de los terrenos de Catalinas, ya defendidos del río, es también mayor.

Otra de las razones que hay que tener en cuenta en la solución de este problema, es si deben ó no comunicar con el colector principal los conductos de San Lorenzo y Córdoba que desaguan los distritos bajos números 28 y 29.

Con excepción de la oficina de Bateman, que tenía pleno conocimiento de nuestras obras de desagüe, ninguno de los autores de los otros proyectos se ha detenido en este punto.

Las bateas de desborde en las cámaras reguladoras de estos dos distritos están á un nivel inferior al de las altas crecientes. Así la del distrito número 28 es de 12.96 metros y de 13.89 metros la del número 29, de donde resulta que cuando la marea pasa de éstos niveles y llena las bateas hay que interrumpir el bombeo y los líquidos cloacales se derraman entonces libremente en el río.

El registro de mareas del puerto correspondiente á los años 1891, 1892 y 1893 arroja el siguiente resul o respecto al número de las mareas que pasan de 5′6″ y 8′, sobre cero de la escala, que corresponderían aproximadamente á veles de las bateas:

	[illegible]	[illegible]	[illegible]	Promedio
Marcas de más de 5′6″....	[illegible]	81	42	63
— — 8′0″..	[illegible]	5	4	5

de donde resulta que en 63 dias del año, el agua del rio inunda las bateas del distrito número 28 y que en 5 y 1 tercio inunda la del distrito número 29.

Cuando se inundan las bateas, se inundan también las colectoras del Paseo de Julio y Paseo Colón, y si la creciente es de las extraordinarias de Santa Rosa, puede suceder que se inunden también las conexiones externas y las cloacas domiciliarias de algunas casas bajas.

No disponemos, desgraciadamente, de un registro seguro de las mareas del río, sino para los últimos años en que los constructores del puerto de una parte y la inspección del Riachuelo por otra, han hecho esta clase de observaciones con toda regularidad. Pero tomando como exactos datos dados por Bateman, resultaría para los últimos diez años las siguientes fuertes crecientes:

22 de septiembre 1884, mareas de + 2m90, nivel 14m38.
10 de julio 1887, mareas de + 3m76, nivel 15m24.
4 de octubre 1887, mareas de + 3m86, nivel 15m34.
17 de marzo 1888, mareas de + 2m82, nivel 14m30.
3 de diciembre 1891, mareas + 3m20, nivel 14m68.

Anteriormente á estas fechas ha llegado la marea hasta 15.80 metros que es la máxima registrada.

Examinando, por otra parte, el registro de conexiones externas para las casas del Paseo de Julio y Paseo de Colón, encontramos que, con excepción de unas pocas cuadras, en todas las demás el enlace de la conexión domiciliaria está á un nivel inferior á 15.80 metros. En las del Paseo de Julio, desde Charcas hasta Viamonte, el nivel de estos enlaces es inferior á 14.80 metros: hay aún cloacas domiciliarias, felizmente en corto número, cuyo nivel es inferior á 15.80 metros y que serian inundadas por el rio en crecientes de Santa Rosa.

Los efectos de estas inundaciones de las cloacas, se reagravarian si fueren acompañadas de fuertes lluvias, lo que sucede casi siempre, porque entonces al nivel de la creciente habría que agregar la *altura del remanso* producido en los conductos, que alcanza hasta 0.55 metros en el proyecto del señor Stavelius y 1.70 metros en el de la oficina de Bateman.

Si, pues, se unieran los conductos de San Lorenzo y Córdoba con el colector general, resultaría que cuando una fuerte creciente del río coincidiera con fuertes lluvias, el agua del colector, siempre á mayor nivel que las del río, no sólo detendría la salida de las aguas plu-

3° Porque llevando la desembocadura del conducto al ángulo noroeste, cerca de la esclusa, los depósitos que se formaran serían más perjudiciales que en ningún otro punto, porque obstruirían el umbral de la compuerta é impedirían su movimiento;

4° Por estar ya los muros y muelles de la dársena construidos;

5° Porque habría que construir un sifón para pasar con este conducto por debajo de las vías de acceso, lo que consideraba peligroso;

6° Porque el costo adicional de este conducto, ya se le lleve á desembocar en el comienzo de los muelles de la Boca ó frente al canal de entradas, sería sólo de pesos 350.000 ó pesos 570.000 oro respectivamente;

7° Porque llevarlo por la avenida Almirante Brown, el terraplenamiento consiguiente de esta calle y sus transversales, obligaría á los propietarios de esta parte de la Boca á levantar el nivel de sus terrenos, mejorando así sus condiciones higiénicas.

En cuanto al conducto de la calle Córdoba, la oficina de Bateman insistía en no unirlo al conductor principal, por estar á muy bajo nivel los colectores del Paseo de Julio, y aceptaba llevarlo á desembocar al lado de aquel y no á la dársena, como al principio proponía.

Todos estos antecedentes pasados al Poder Ejecutivo, dieron lugar á un *tercer decreto,* de fecha 31 de enero de 1889, que puede considerarse como aclaratorio del segundo antes citado, « mandando preparar los planos definitivos de esta desviación, partiendo del propósito del Gobierno de excluir de las dársenas y diques las aguas de los conductos »; aceptaba las modificaciones convenidas por Bateman y Madero, y en cuanto al conducto de San Lorenzo resolvía « fuera á desembocar en los muelles de la Boca, siguiendo la traza que Bateman considerase más eficaz y económica ».

La oficina de Bateman declinó ante la Comisión toda responsabilidad en el proyecto que se le pedía, y considerando la prolongación del conducto sud *un peligro para las condiciones sanitarias de la población*, le pidió insistiera ante el Gobierno para que reconsiderara aquel decreto.

Puesto otra vez en discusión si debían ó no arrojarse las aguas de los conductos en las dársenas, el Consejo Nacional de Higiene, cuya opinión fue solicitada, informó en sentido negativo, y, en cuanto al conducto de San Lorenzo, aconsejó fuera transvasado por un sifón, al otro lado de los diques.

marían un volumen relativamente pequeño (seis metros cúbicos por segundo al máximum), y no habría, en mi opinión, ningún inconveniente en que fueran arrojadas á uno de los diques. No sólo se economizaría el costo de 2000 metros lineales de conducto que la oficina Bateman estima en pesos 420.000 oro, sino que se eliminaría la posibilidad de perturbaciones higiénicas en estos conductos, que estarían permanentemente á la mitad cubiertos por el agua del río.

Un punto que considero conveniente para arrojar estas aguas sería el ángulo noroeste del dique número 1.

Perfil: El nivel á que debe proyectarse este conducto, en relación al de las aguas del río, es otra cuestión de grave importancia.

Conviene á la solidez y economía de esta obra que repose sobre la tosca, la que según datos del ingeniero Suensson estaría á 10.40 metros próximamente, es decir, un metro más bajo que el nivel de aguas bajas ordinarias. También para poder conexionar fácilmente con todos los conductos cuyos invertidos están á niveles que varían desde 12.18 metros hasta 10.33 metros.

Pero muy poderosas razones de higiene exigen á su vez levantar aquel perfil, á fin de que la parte permanentemente sumergida sea la menor posible y siempre en condiciones de poderse limpiar fácilmente.

Es evidente que los depósitos que el río produce dentro de este conducto serán tanto más abundantes cuanto mayor sea el volumen sumergido; y en cuanto á los acarreos del agua pluvial ó de las cloacas, detenidas por la contra-presión del río, se depositarán en tanta mayor abundancia cuanto mayor sea aquella contra-presión.

Por otra parte, ¿cómo hacer la limpieza de estos depósitos si hay en el conducto dos ó tres metros de agua? Hay que tener en cuenta que se trata de aguas sin corriente, en las que serían inútiles compuertas móviles para hacer la limpieza automática, y en los casos de lluvia sería impracticable cualquier operación de este género.

El ingeniero Belgrand se encontró en 1856 con un problema análogo al que nos ocupa, al proyectar el gran colector de « Asniéres » que debía dar salida á todas las aguas cloacales y de lluvia de la orilla derecha del Sena, río abajo de las fortificaciones. Reduciendo á $\frac{1}{2000}$ la pendiente del piso llegaba al río al nivel de aguas bajas. (Etiage). «*Estas condiciones eran detestables, agrega; la menor creciente del río debía refluir en la cloaca y paralizar el servicio, y la*

experiencia ha hecho ver después que las interrupciones de la limpieza de los colectores son desastrosas, que hay necesidad de grandes sacrificios para reparar el tiempo perdido; en estas condiciones el colector no hubiese ciertamente funcionado ».

Si Belgrand clasificaba de « *detestables* » la circunstancia de llegar con el conducto á su desembocadura al nivel de aguas bajas ¿ cómo debemos clasificarlas del nuestro, que según proyecto de la oficina Bateman desembocaría á 0.78 metros, y según proyecto del ingeniero Stavelius á 2.74 metros debajo de aquel nivel ?

La oficina de Bateman ha optado acertadamente, en mi opinión, por un perfil alto, recargando como es consiguiente los gastos de fundación. El colector empezará con cota 12.90 metros (1.82 metros sobre cero) y terminará en 10.70 metros (0.78 metros bajo cero). Su invertido estará casi siempre bajo el agua; pero las mareas diarias dejarían en seco una mitad y la otra con menos de un metro de agua para poder barrerlo á escoba.

En bajantes de más de 1 y medio piés, que son frecuentes, se podrá hacer una limpieza completa del conducto.

Adoptado un perfil relativamente alto habría que ensanchar su sección para poder disminuir la altura. Es lo que se ha hecho, proyectando una galería de 20 metros de ancho por 4.76 metros de altura con una cubierta de vigas de fierro que considero deficiente y dispendiosa. En una obra de este género debe evitarse el fierro y aceptar con preferencia mampostería de hormigón y ladrillo, más durable y más económica.

Proyecto del ingeniero Stavelius

El 1° de diciembre de 1892, el Departamento de Obras Públicas elevó al ministerio un proyecto de desagüe confeccionado por el inspector general de las obras del puerto, que fué pasado á estudio de la comisión.

Este proyecto consta de un gran colector que recoge las aguas de todos los conductos existentes desde el de Garay hasta el de calle Córdoba y que va á desembocar en el ángulo noroeste del malecón exterior.

Traza.—Es la misma propuesta por Bateman con las siguientes modificaciones:

1° Cruza la vía del ferrocarril frente á la calle Belgrano y no frente á la calle Alsina;

2° Al doblar, toma una dirección tangente al semi-círculo de la aduana con una curva muy suave para entrar á los terrenos de Catalinas por la Avenida General Zapiola, que recorre en toda su extensión, hasta salir por la calle de Córdoba, y salvando el ángulo de la dársena con una ámplia curva desemboca donde el anterior.

Perfiles.—Tiene una pendiente uniforme de $\frac{1}{1111}$; empieza en cota 12.14 metros (0.66 metros sobre cero) y sale al río con cota 8.74 metros (2.74 metros bajo cero). La línea del techo queda sensiblemente encima de las crecientes de Santa Rosa hasta la calle Córdoba; desde esta calle hasta la desembocadura desciende por debajo de aquellas crecientes.

En aguas bajas ordinarias quedaría cubierto casi todo el piso del colector, y en la desembocadura habría 2.74 metros.

Con las corrientes de Santa Rosa quedaría lleno el conducto y con débil presión interior en parte de la desembocadura.

Secciones.—Son muy semejantes á las de los conductos existentes en sus desembocaduras: pies derechos aproximadamente de un cuarto de la altura, bóveda en semi-círculo y un piso también de bóveda invertida de mayor radio.

La diferencia con los existentes está en el perfil del estrado, á fin de aumentar gradualmente el espesor de la bóveda desde la llave hasta la imposta. Desde Garay hasta Méjico, el conducto es único, con secciones que van gradualmente creciendo. Desde Méjico á Cangallo los conductos son dos de igual sección é independientes el uno del otro. Desde Cangallo hasta la desembocadura, continúan los dos conductos, pero en comunicación por treinta aberturas de 2 metros × 2 metros practicadas oblicuamente en la pared divisoria.

Construccion.—Es toda de hormigón con piedra y de un costo de seis millones novecientos cuarenta mil seis cientos cincuenta y nueve pesos con sesenta centavos (pesos 6.940.659-60).

Este proyecto adolece desde luego del error de suponer posible la unión con el colector de los conductos de San Lorenzo y Córdoba, lo que tracría la inundación de los distritos números 28 y 29 y demás terrenos del puerto.

Presenta también el inconveniente de un perfil muy bajo, desde

que en bajantes ordinarias tendría 2.74 metros de agua en la desembocadura, 4 metros en crecientes diarias y cerca de 1.50 metros de presión interior en creciente de Santa Rosa, lo que haría impracticable su limpieza.

En cambio, considero la traza del colector más acertada que la del proyecto anterior, su sección racional y conveniente y su construcción más económica y duradera.

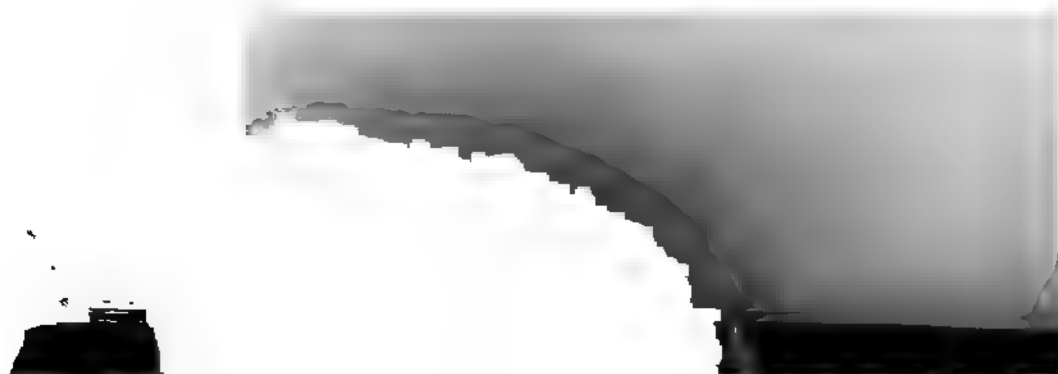
Proyecto del ingeniero Swensson

Presentado en misma fecha que el anterior y pasado el 3 de diciembre de 1892 á estudio de la comisión. Se propone construir dos colectores, uno al norte, que saliendo como prolongación del de Cangallo recoja al de Córdoba y desemboque en el muro oeste de la Dársena norte entre los dos muelles proyectados; otro al sud que partiendo del de Méjico y recogiendo en su trayecto á los de San Lorenzo, Europa y Garay siga por la prolongación de esta calle y desemboque en la Dársena sud, como á 230 metros de su cabecera.

Traza.—El colector del norte empieza en la prolongación de Cangallo, dobla por la Avenida General Zapiola, que recorre hasta su terminación, sale del malecón de Catalinas frente á la calle Tres Sargentos, dobla en curva abierta y penetra normalmente á la Dársena. El colector del sud, arranca en calle Méjico y toma por el Paseo Colón, cruza la vía del ferrocarril frente á la Casa Amarilla, continúa por Garay, y, tomando la calle de la Dársena, desemboc a después de pasar el malecón número 3.

Perfiles.—El colector del sud tiene una pendiente uniforme, empieza en cota 12.49 metros (0.71 metros sobre cero) y entra á la Dársena en cota 8.34 metros (3.44 metros bajo cero). En aguas bajas habría agua en el conducto hasta calle Estados-Unidos y en la desembocadura 3.44 metros; en las fuertes bajantes la profundidad será siempre de más de un metro. Las crecientes de Santa Rosa llenarían así todo el conducto y en la embocadura tendría una presión interior de 1.69 metros.

El del norte tiene una pendiente en el piso $\frac{1}{1200}$; empieza en cota 10.33 metros (1.45 metros bajo cero) y termina en 9.34 metros



(2.14 metros bajo cero). En aguas bajas habría siempre 1.20 metros en el conducto, y 2.14 metros en la desembocadura; en crecientes de Santa Rosa todo el conducto sufriría una presión interior de 1.70 metros.

Secciones.—En el colector del norte se mantiene la sección del conducto de Cangallo hasta Córdoba, desde donde, conservando el mismo ancho, sólo aumenta la altura de los pies derechos.

En el del sud el perfil es el mismo anterior y su altura va creciendo hasta la desembocadura.

Construcción.—Es de hormigón con revestimiento de ladrillo, con bóveda semi-circular, también de ladrillo. Para alcanzar la tosca se hacen llegar los pies derechos de la bóveda y se rellena el espacio entre ambas con cascotes. Costo: pesos 4.547.576 con 42 centavos oro.

Este proyecto adolece del defecto capital de arrojar dentro de la Dársena las aguas de los conductos, solución contraria á los decretos de 31 de enero y 4 de diciembre de 1889 y ley número 3056 y que hace inoficiosa toda otra crítica.

Proyecto de Médici

En 19 de diciembre de 1892, el señor J. B. Médici presentó al gobierno un proyecto en el que proponía solucionar entre otros problemas la prolongación de los conductos de tormenta.

Proponía prolongar directamente los conductos hasta los diques, solucionando así el problema que nos ocupa del modo más simple y económico. Y para evitar la acumulación de materias orgánicas y consiguiente descomposición del agua, proyecta producir artificialmente una corriente á lo largo de los diques y dársenas que refresque sus aguas y arrastre sus depósitos. Otra corriente análoga se produciría en el curso inferior del Riachuelo con igual objeto. Tal es la faz higiénica del proyecto, que el autor lo complementa con la defensa del canal de entrada al puerto por donde saldrían al río las mareas artificiales manteniendo á dicho canal con la profundidad necesaria.

La realización de este proyecto reclamaría además modificaciones importantes en el puerto de la capital.

comunes en el clima de la Capital, ocupando un lugar intermedio entre las fuertes y continuas *garúas* y los *aguaceros*.

Pero hay varias circunstancias que contribuyen á aumentar aún la proporción de líquidos cloacales que pasa á los conductos. Una de ellas procede de que resultando el producido normal del drenaje en algunos de los distritos mayor que el calculado por Bateman, hay bateas que desbordan en las horas de máximo consumo, y en general con cualquier lluvia, lo que sucede ya hoy en los distritos números 6, 15 y 4.

Pero no doy importancia á este hecho que desaparecerá así que se aumenten en la proporción necesaria la capacidad de las bateas.

Otra causa más digna de consideración es el bajo nivel á que se encuentran las bateas de los distritos números 28 y 29 y más adelante del 27, hoy en estudio, niveles inferiores al de las crecientes extraordinarias del río, que las cubre durante estas mareas, paralizando por consiguiente el funcionamiento de las bombas, y dejando al líquido cloacal correr libremente al conducto.

Finalmente, habría que agregar los casos de limpieza ó reparaciones en la interceptora y en la cloaca máxima y en el conducto de desagüe hasta Puente Chico, operaciones que exigen se cierren las compuertas reguladoras á fin de que el nivel del agua permita la ejecución de aquellos trabajos y cuyos efectos se atenúan en lo posible eligiendo para su ejecución las horas de la noche en que los líquidos cloacales son menos abundantes.

Si tomamos en cuenta todas estas circunstancias, no creemos estar muy lejos de la verdad si establecemos que dos tercios de los líquidos cloacales pasan á los conductos durante las épocas de lluvia.

Como el producto total del drenaje es hoy de 60.000 metros cúbicos diarios, y en el supuesto de que se produzca durante 20 horas del día (siendo relativamente insignificante el drenaje de 1 á 5 a. m.) resulta un promedio de 3000 metros cúbicos por hora.

Y, como antes habíamos llegado á establecer que el período mensual de lluvia de más de 6 milímetro en 24 horas era de 11 horas, resultaría que, en término medio irían á los conductos: 11 horas $\times$ dos tercios $\times$ 3000 metros cúbicos = 22.000 metros cúbicos de nuestra agua cloacal.

Pero como habría que descontar la porción correspondiente á los conductos de Ecuador, Rodríguez Peña y Charcas, que desagüan fuera del recinto del puerto y que abarcan dos quintas partes del

Pero no es éste el caso que se presenta en la prolongación de los conductos. El nivel de éstos coincide aproximadamente con el de aguas bajas ordinarias excepto el de Cangallo, que es todavía más de un metro inferior, de donde resulta que los conductos que sirvieran de prolongación ó desembocadura á estos sifones quedarían parcial ó totalmente bajo el nivel del agua del río. La pendiente hidráulica se establecería, pues, por la diferencia de nivel de agua en el conducto y en el río, diferencia de nivel que creo muy pequeña y que imprimiría al agua en la rama horizontal una velocidad relativamente débil para producir la limpieza automática de los tubos.

La acumulación de barro en el sifón sería mayor aún en los casos de pequeñas lluvias que llevan á los conductos muy poca agua, pero muy sucia, y también cuando no lloviera y que los conductos recibieran alguna cantidad de líquidos cloacales por las varias circunstancias ya expuestas; entonces, estos líquidos se derramarían en la rama horizontal del sifón, como en una cámara separadora, sin llegar á producir por su poco caudal velocidad apreciable en los tubos.

Otra consideración que contraría la adopción de sifones, es la probable construcción de nuevos diques entre los actuales y el muro de circunvalación y que deberían ser salvados por nuevos sifones.

Por estas circunstancias creo que la construcción de un colector principal, dirigido de sud á norte, es el mejor medio de interceptar los conductos. Quedaba por elegir la desembocadura y la traza.

Los ingenieros del puerto insistieron en que se llevara el colector del norte á desembocar en el arranque del Malecón con la costa, donde hoy desemboca el conducto de Charcas, oponiéndose á lo propuesto por Bateman en su ante-proyecto número 2, que se hiciera en el muro norte del Malecón. Pero la concesión del gobierno y la empresa «Malecón y puerto norte» vino á hacer obligada esta última solución, por varios conceptos la más conveniente. El mayor alejamiento de la costa, la mayor profundidad y agitación del río que facilita la dilución, hacen del ángulo noroeste del malecón exterior el punto más indicado para dar salida al agua de tormenta.

Se ha observado que este punto es el que más se aproxima á la Torre de Toma, cuyas aguas pueden sufrir alguna contaminación. Pero no creo en este efecto, por la clase de aguas de que se trata,

por la distancia que separa ambos puntos (nueve y medio kilómetros) y también por la sanción de la experiencia que no ha constatado ahora ninguna alteración en las aguas de nuestra toma, no obstante hacer como tres años que los conductos desaguan al río en las inmediaciones de aquel punto.

De los estudios sobre las corrientes del río entre la Boca y Quilmes que los ingenieros Higgin y Silveyra hicieron en julio de 1878, concluye el primero de estos señores que «ningunas aguas subían más de 2 y media, á lo más 3 millas, arriba del punto á donde se las echen y esto echándolas precisamente en la hora cuando la marea empieza á crecer».

En cuanto á la traza adoptada por la oficina de Bateman para el colector principal, no la considero la más apropiada ni económica. Sería preferible la indicada por el ingeniero Stavelius en su proyecto, por tener menos inflexiones, curvas más amplias, utilizar sólo vías públicas y también por ser de más fácil ejecución, desde que el trayecto á través de los terrenos de Catalinas, ya defendidos del río, es también mayor.

Otra de las razones que hay que tener en cuenta en la solución de este problema, es si deben ó no comunicar con el colector principal los conductos de San Lorenzo y Córdoba que desaguan los distritos bajos números 28 y 29.

Con excepción de la oficina de Bateman, que tenía pleno conocimiento de nuestras obras de desagüe, ninguno de los autores de los otros proyectos se ha detenido en este punto.

Las bateas de desborde en las cámaras reguladoras de estos dos distritos están á un nivel inferior al de las altas crecientes. Así la del distrito número 28 es de 12.96 metros y de 13.89 metros la del número 29, de donde resulta que cuando la marea pasa de éstos niveles y llena las bateas hay que interrumpir el bombeo y los líquidos cloacales se derraman entonces libremente en el río.

El registro de mareas del puerto correspondiente á los años 1891, 1892 y 1893 arroja el siguiente resultado respecto al número de las mareas que pasan de 5′6″ y 8′, sobre el cero de la escala, que corresponderían aproximadamente á los niveles de las bateas:.

	1891	1892	1893	Promedio
Marcas de más de 5′6″..........	67	80	42	63
— — 8′0″	7	5	4	5

de donde resulta que en 63 días del año, el agua del río inunda las bateas del distrito número 28 y que en 5 y 1 tercio inunda la del distrito número 29.

Cuando se inundan las bateas, se inundan también las colectoras del Paseo de Julio y Paseo Colón, y si la creciente es de las extraordinarias de Santa Rosa, puede suceder que se inunden también las conexiones externas y las cloacas domiciliarias de algunas casas bajas.

No disponemos, desgraciadamente, de un registro seguro de las mareas del río, sino para los últimos años en que los constructores del puerto de una parte y la inspección del Riachuelo por otra, han hecho esta clase de observaciones con toda regularidad. Pero tomando como exactos datos dados por Bateman, resultaría para los últimos diez años las siguientes fuertes crecientes:

22 de septiembre 1884, mareas de + $2^{m}90$, nivel $14^{m}38$.

10 de julio 1887, mareas de + $3^{m}76$, nivel $15^{m}24$.

4 de octubre 1887, mareas de + $3^{m}86$, nivel $15^{m}34$.

17 de marzo 1888, mareas de + $2^{m}82$, nivel $14^{m}30$.

3 de diciembre 1891, mareas + $3^{m}20$, nivel $14^{m}68$.

Anteriormente á estas fechas ha llegado la marea hasta 15.80 metros que es la máxima registrada.

Examinando, por otra parte, el registro de conexiones externas para las casas del Paseo de Julio y Paseo de Colón, encontramos que, con excepción de unas pocas cuadras, en todas las demás el enlace de la conexión domiciliaria está á un nivel inferior á 15.80 metros. En las del Paseo de Julio, desde Charcas hasta Viamonte, el nivel de estos enlaces es inferior á 14.80 metros; hay aún cloacas domiciliarias, felizmente en corto número, cuyo nivel es inferior á 15.80 metros y que serían inundadas por el río en crecientes de Santa Rosa.

Los efectos de estas inundaciones de las cloacas, se reagravarían si fueren acompañadas de fuertes lluvias, lo que sucede casi siempre, porque entonces al nivel de la creciente habría que agregar la *altura del remanso* producido en los conductos, que alcanza hasta 0.55 metros en el proyecto del señor Stavelius y 1.70 metros en el de la oficina de Bateman.

Si, pues, se unieran los conductos de San Lorenzo y Córdoba con el colector general, resultaría que cuando una fuerte creciente del río coincidiera con fuertes lluvias, el agua del colector, siempre á mayor nivel que las del río, no sólo detendría la salida de las aguas plu-

viales produciendo la inundación de la parte baja de los distritos números 28 y 29, sino que podría detener también la salida de los líquidos cloacales y hasta rebalzar por los patios bajos de algunas casas.

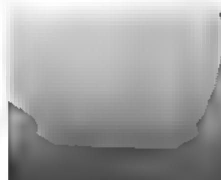
De estas dificultades nace la necesidad de dar salida independiente á los conductos de San Lorenzo y Córdoba, así como á las aguas pluviales de los distritos bajos. Pero como la prolongación de estos conductos en las mismas condiciones del colector principal recargaría mucho el costo de la obra y también las dificultades de construcción y conservación de que más adelante hablaremos, la oficina técnica ha considerado más ventajoso introducir algunas modificaciones en la red de cloacas ya establecida en los distritos números 28 y 29, á fin de llevar las aguas pluviales que hoy salen por el conducto de Córdoba al colector principal, llevar también á este colector la mayor parte de las que hoy salen por el conducto de San Lorenzo y para el resto construir un conducto especial que las llevará al antepuerto del Riachuelo. Este conducto que llama del «Sud», llevaría también las aguas pluviales de los terrenos del puerto.

De este modo se conseguiría reunir en un sólo colector casi todas las aguas pluviales de la Ciudad, con economía de dificultades y de costo.

Las modificaciones que haya que introducir en la red de cloacas construidas en los distritos números 28 y 29 están consignadas en detalle en los dibujos hojas M, números 4, 16 y 17, son numerosas y de difícil ejecución por la circunstancia de estar funcionando ya estos distritos, pero siempre menores que las que presentan la prolongación de sus conductos en las actuales condiciones. Quedaría también así solucionado el problema de los desagües de los terrenos del puerto.

La modificación principal consiste en establecer en una pequeña zona del distrito número 29 y en terrenos anexos del puerto una doble canalización (marcada con tinta verde en el plano general), una para conducir las aguas cloacales al pozo de bombas para ser levantadas á la cloaca máxima, y la otra para recoger las aguas pluviales y derramarlas al conducto del sud, que las llevaría al antepuerto del Riachuelo.

Pero estas aguas pluviales se hallarían en muy distintas condiciones de las que pasan por los actuales conductos: no tendrían contacto alguno con líquidos cloacales que no podrían contaminarlas en ningún caso, procederían de calles bien pavimentadas y for-



marían un volumen relativamente pequeño (seis metros cúbicos por segundo al máximum), y no habría, en mi opinión, ningún inconveniente en que fueran arrojadas á uno de los diques. No sólo se economizaría el costo de 2000 metros lineales de conducto que la oficina Bateman estima en pesos 420.000 oro, sino que se eliminaría la posibilidad de perturbaciones higiénicas en estos conductos, que estarían permanentemente á la mitad cubiertos por el agua del río.

Un punto que considero conveniente para arrojar estas aguas sería el ángulo noroeste del dique número 1.

Perfil: El nivel á que debe proyectarse este conducto, en relación al de las aguas del río, es otra cuestión de grave importancia.

Conviene á la solidez y economía de esta obra que repose sobre la tosca, la que según datos del ingeniero Suensson estaría á 10.40 metros próximamente, es decir, un metro más bajo que el nivel de aguas bajas ordinarias. También para poder conexionar fácilmente con todos los conductos cuyos invertidos están á niveles que varían desde 12.18 metros hasta 10.33 metros.

Pero muy poderosas razones de higiene exigen á su vez levantar aquel perfil, á fin de que la parte permanentemente sumergida sea la menor posible y siempre en condiciones de poderse limpiar fácilmente.

Es evidente que los depósitos que el río produce dentro de este conducto serán tanto más abundantes cuanto mayor sea el volumen sumergido; y en cuanto á los acarreos del agua pluvial ó de las cloacas, detenidas por la contra-presión del río, se depositarán en tanta mayor abundancia cuanto mayor sea aquella contra-presión.

Por otra parte, ¿cómo hacer la limpieza de estos depósitos si hay en el conducto dos ó tres metros de agua? Hay que tener en cuenta que se trata de aguas sin corriente, en las que serían inútiles compuertas móviles para hacer la limpieza automática, y en los casos de lluvia sería impracticable cualquier operación de este género.

El ingeniero Belgrand se encontró en 1856 con un problema análogo al que nos ocupa, al proyectar el gran colector de «Asnières» que debía dar salida á todas las aguas cloacales y de lluvia de la orilla derecha del Sena, río abajo de las fortificaciones. Reduciendo á $\frac{1}{???}$ la pendiente del piso llegaba al río al nivel de aguas bajas. (Etiage). «*Estas condiciones eran detestables, agrega; la menor creciente del río debía refluir en la cloaca y paralizar el servicio, y la*

experiencia ha hecho ver después que las interrupciones de la limpieza de los colectores son desastrosas, que hay necesidad de grandes sacrificios para reparar el tiempo perdido; en estas condiciones el colector no hubiese ciertamente funcionado ».

Si Belgrand clasificaba de « *detestables* » la circunstancia de llegar con el conducto á su desembocadura al nivel de aguas bajas ¿cómo debemos clasificarlas del nuestro, que según proyecto de la oficina Bateman desembocaría á 0.78 metros, y según proyecto del ingeniero Stavelius á 2.74 metros debajo de aquel nivel ?

La oficina de Bateman ha optado acertadamente, en mi opinión, por un perfil alto, recargando como es consiguiente los gastos de fundación. El colector empezará con cota 12.90 metros (1.82 metros sobre cero) y terminará en 10.70 metros (0.78 metros bajo cero). Su invertido estará casi siempre bajo el agua; pero las mareas diarias dejarían en seco una mitad y la otra con menos de un metro de agua para poder barrerlo á escoba.

En bajantes de más de 1 y medio piés, que son frecuentes, se podrá hacer una limpieza completa del conducto.

Adoptado un perfil relativamente alto habría que ensanchar su sección para poder disminuir la altura. Es lo que se ha hecho, proyectando una galería de 20 metros de ancho por 4.76 metros de altura con una cubierta de vigas de fierro que considero deficiente y dispendiosa. En una obra de este género debe evitarse el fierro y aceptar con preferencia mampostería de hormigón y ladrillo, más durable y más económica.

Proyecto del ingeniero Stavelius

El 1° de diciembre de 1892, el Departamento de Obras Públicas elevó al ministerio un proyecto de desagüe confeccionado por el inspector general de las obras del puerto, que fué pasado á estudio de la comisión.

Este proyecto consta de un gran colector que recoge las aguas de todos los conductos existentes desde el de Garay hasta el de calle Córdoba y que va á desembocar en el ángulo noroeste del malecón exterior.

Traza.—Es la misma propuesta por Bateman con las siguientes modificaciones:

1° Cruza la vía del ferrocarril frente á la calle Belgrano y no frente á la calle Alsina;

2° Al doblar, toma una dirección tangente al semi-círculo de la aduana con una curva muy suave para entrar á los terrenos de Catalinas por la Avenida General Zapiola, que recorre en toda su extensión, hasta salir por la calle de Córdoba, y salvando el ángulo de la dársena con una ámplia curva desemboca donde el anterior.

Perfiles.—Tiene una pendiente uniforme de $\frac{1}{1111}$; empieza en cota 12.14 metros (0.66 metros sobre cero) y sale al río con cota 8.74 metros (2.74 metros bajo cero). La línea del techo queda sensiblemente encima de las crecientes de Santa Rosa hasta la calle Córdoba; desde esta calle hasta la desembocadura desciende por debajo de aquellas crecientes.

En aguas bajas ordinarias quedaría cubierto casi todo el piso del colector, y en la desembocadura habría 2.74 metros.

Con las corrientes de Santa Rosa quedaría lleno el conducto y con débil presión interior en parte de la desembocadura.

Secciones.—Son muy semejantes á las de los conductos existentes en sus desembocaduras: pies derechos aproximadamente de un cuarto de la altura, bóveda en semi-círculo y un piso también de bóveda invertida de mayor radio.

La diferencia con los existentes está en el perfil del estrado, á fin de aumentar gradualmente el espesor de la bóveda desde la llave hasta la imposta. Desde Garay hasta Méjico, el conducto es único, con secciones que van gradualmente creciendo. Desde Méjico á Cangallo los conductos son dos de igual sección é independientes el uno del otro. Desde Cangallo hasta la desembocadura, continúan los dos conductos, pero en comunicación por treinta aberturas de 2 metros × 2 metros practicadas oblicuamente en la pared divisoria.

Construccion.—Es toda de hormigón con piedra y de un costo de seis millones novecientos cuarenta mil seis cientos cincuenta y nueve pesos con sesenta centavos (pesos 6.940.659-60).

Este proyecto adolece desde luego del error de suponer posible la unión con el colector de los conductos de San Lorenzo y Córdoba, lo que traería la inundación de los distritos números 28 y 29 y demás terrenos del puerto.

Presenta también el inconveniente de un perfil muy bajo, desde

que en bajantes ordinarias tendría 2.74 metros de agua en la desembocadura, 4 metros en crecientes diarias y cerca de 1.50 metros de presión interior en creciente de Santa Rosa, lo que haría impracticable su limpieza.

En cambio, considero la traza del colector más acertada que la del proyecto anterior, su sección racional y conveniente y su construcción más económica y duradera.

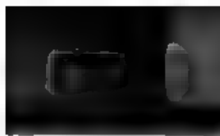
Proyecto del ingeniero Swensson

Presentado en misma fecha que el anterior y pasado el 3 de diciembre de 1892 á estudio de la comisión. Se propone construir dos colectores, uno al norte, que saliendo como prolongación del de Cangallo recoja al de Córdoba y desemboque en el muro oeste de la Dársena norte entre los dos muelles proyectados; otro al sud que partiendo del de Méjico y recogiendo en su trayecto á los de San Lorenzo, Europa y Garay siga por la prolongación de esta calle y desemboque en la Dársena sud, como á 230 metros de su cabecera.

Traza.—El colector del norte empieza en la prolongación de Cangallo, dobla por la Avenida General Zapiola, que recorre hasta su terminación, sale del malecón de Catalinas frente á la calle Tres Sargentos, dobla en curva abierta y penetra normalmente á la Dársena. El colector del sud, arranca en calle Méjico y toma por el Paseo Colón, cruza la vía del ferrocarril frente á la Casa Amarilla, continúa por Garay, y, tomando la calle de la Dársena, desemboc a después de pasar el malecón número 3.

Perfiles.—El colector del sud tiene una pendiente uniforme, empieza en cota 12.19 metros (0.71 metros sobre cero) y entra á la Dársena en cota 8.34 metros (3.14 metros bajo cero). En aguas bajas habría agua en el conducto hasta calle Estados-Unidos y en la desembocadura 3.14 metros; en las fuertes bajantes la profundidad será siempre de más de un metro. Las crecientes de Santa Rosa llenarían así todo el conducto y en la embocadura tendría una presión interior de 1.69 metros.

El del norte tiene una pendiente en el piso $\frac{1}{1290}$; empieza en cota 10.33 metros (1.15 metros bajo cero) y termina en 9.34 metros



(2.14 metros bajo cero). En aguas bajas habría siempre 1.20 metros en el conducto, y 2.14 metros en la desembocadura; en crecientes de Santa Rosa todo el conducto sufriría una presión interior de 1.70 metros.

Secciones.—En el colector del norte se mantiene la sección del conducto de Cangallo hasta Córdoba, desde donde, conservando el mismo ancho, sólo aumenta la altura de los pies derechos.

En el del sud el perfil es el mismo anterior y su altura va creciendo hasta la desembocadura.

Construcción.—Es de hormigón con revestimiento de ladrillo, con bóveda semi-circular, también de ladrillo. Para alcanzar la tosca se hacen llegar los pies derechos de la bóveda y se rellena el espacio entre ambas con cascotes. Costo: pesos 1.547.576 con 42 centavos oro.

Este proyecto adolece del defecto capital de arrojar dentro de la Dársena las aguas de los conductos, solución contraria á los decretos de 31 de enero y 4 de diciembre de 1889 y ley número 3036 y que hace inoficiosa toda otra crítica.

Proyecto de Médici

En 19 de diciembre de 1892, el señor J. B. Médici presentó al gobierno un proyecto en el que proponía solucionar entre otros problemas la prolongación de los conductos de tormenta.

Proponía prolongar directamente los conductos hasta los diques, solucionando así el problema que nos ocupa del modo más simple y económico. Y para evitar la acumulación de materias orgánicas y consiguiente descomposición del agua, proyecta producir artificialmente una corriente á lo largo de los diques y dársenas que refresque sus aguas y arrastre sus depósitos. Otra corriente análoga se produciría en el curso inferior del Riachuelo con igual objeto. Tal es la faz higiénica del proyecto, que el autor lo complementa con la defensa del canal de entrada al puerto por donde saldrían al río las mareas artificiales manteniendo á dicho canal con la profundidad necesaria.

La realización de este proyecto reclamaría además modificaciones importantes en el puerto de la capital.

Se proyecta construir un gran estanque desde el extremo norte del malecón del puerto hasta el muelle de Recoleta, con un área de 1.400.000 metros cuadrados y capaz de represar 1.610.000 metros cúbicos en marea de 1.15 metros. Este estanque se unirá con la dársena norte por medio de tres canales con esclusas. Abriendo estas en mareas bajas se producirá una inundación á la dársena y diques. El agua fresca desaloja á la contaminada que es expulsada hacia el río; tres expulsiones bastarían para la remoción de los 4.640.000 metros cúbicos contenidos en los diques y dársena.

Para facilitar el movimiento del agua á través de los diques, abriríanse dos pasajes laterales á uno y otro lado de los existentes, se unirá además la dársena norte con el dique número 4.

También se proyecta otro estanque arriba del puente de Barracas de 507.000 metros cuadrados de superficie y que podría almacenar un volumen de 861.800 metros cúbicos, con el cual se produciría una corriente artificial que renovaría el agua de 4200 metros lineales del Riachuelo.

Ambos estanques deben funcionar simultáneamente á fin de producir dos corrientes que se encuentren en el ante-puerto y sigan en la dirección del canal.

El señor Médici, fundándose en el registro de las mareas, asegura poder aprovechar 298 y media descargas por año de 1.15 metros de altura y 64 y media de 1.70 metros con las cuales limpiaría los diques, dársena y 4200 metros lineales del curso del Riachuelo así como mantendría limpio el canal de entrada. Tal es, en líneas generales, el proyecto del señor Médici.

Una serie de prolijas experiencias realizadas con un modelo construido por el señor Médici, y que será materia de un informe especial del ingeniero Lejeune que las presenció, conducen á los siguientes resultados :

1° Una primera descarga correspondiente á una marea de 1 metro á razón de 500 metros cúbicos por segundo, lo que haría vaciar el estanque del norte en 46 minutos y 40 segundos, renovaría una tercera parte del agua de los diques. Una segunda descarga renovaría otra tercera parte, lo que autoriza suponer que con una tercera descarga se renovaría todo el contenido de los diques.

Admitiendo que de las 298 y media mareas al año, de 1 metro, se utilizaran 200 se renovaría el agua de los diques 71 veces al año, con lo que se la mantendría en perfecto estado higiénico.

2° Con una descarga de 1000 metros cúbicos por segundo par

una marea de 2 metros, que vaciaría el estanque en el mismo tiempo que anteriormente, se renovarían las 6 décimas partes del agua de los diques, ó sea lo mismo que en dos descargas de 300 metros cúbicos por segundo cada marea.

Con una segunda descarga se renovaría casi por completo el agua de los diques quedando sólo un 5 por ciento de las viejas.

3° Que puede aceptarse que para remover totalmente el agua de los diques es necesario descargar una cantidad doble del contenido de aquellos.

Estas prolijas experiencias bastan, en mi opinión, para formar criterio en cuanto á la eficacia de estas mareas artificiales para la renovación de las aguas de los diques, pero no para su limpieza automática. Es indudable que las inundaciones propuestas por el señor Médici renovarían totalmente el agua cada cinco días en promedio, dejando así resuelto el problema higiénico. Pero no es tan clara la eficacia de aquellas inundaciones para la limpieza de los depósitos. Es cierto que esta operación depende exclusivamente de la velocidad que se imprima al agua, y que esta velocidad puede variarse á voluntad con el manejo de las compuertas; pero también es un hecho que la unión de los diques entre sí, aún con las aberturas laterales que se proyectan dificultarían este movimiento; y habría también que establecer si esta velocidad, que para ser eficaz deberá ser alrededor de 1 metro por segundo, perjudicaría la estadía ó el movimiento de los buques.

De más seguros resultados higiénicos, abstracción hecha de toda otra idea conexa, serían las inundaciones propuestas para sanear el Riachuelo, donde trabajos de saneamiento se imponen con tanta ó mayor urgencia que en el puerto, dadas sus pésimas condiciones higiénicas. El curso de este riacho desde el puente de Barracas hasta puente Alsina es el de una cloaca á cielo abierto, la coloración y fetidez de sus aguas, la composición del fango del lecho, la vegetación de sus orillas, todo acusa un estado completo de corrupción que progresa de día en día con las aguas y desperdicios orgánicos que arrojan las numerosas fábricas establecidas en sus márgenes. Puedo asegurar que la atmósfera que se respira en sus orillas es muy inferior á la de las cloacas, no obstante ser estos conductos cerrados. Y no es concebible que se aplique tan severo criterio higiénico para las aguas de los conductos de tormenta y se deseche la idea de arrojarlas en el ante-puerto, mientras se derrame en el mismo punto el curso del Riachuelo, de mayor caudal y en peor estado de contaminación.

La idea del estanque arriba del puente Barracas para ayudar la acción de las bajantes contribuiría en alto grado á refrescar las aguas del riacho, pero no bastaría á la limpieza del fondo, por las mismas causas antes manifestadas para los diques, ampliadas por la menor capacidad del estanque sud en relación al curso de agua que debe sanear, por la extensión y sinuosidad del curso del Riachuelo y la enorme cantidad de fango infecto acumulado en el fondo desde muchos años atrás. Habría, pues, que complementar la aplicación de las mareas artificiales con trabajos de dragaje, rectificación y defensa del curso del Riachuelo.

En cuanto á la defensa del canal exterior y la influencia que para su conservación pudieran ejercer las mareas artificiales en los diques y en el Riachuelo es cuestión ajena completamente al objeto de este informe.

Cumpliendo las instrucciones de la comisión técnica, he estudiado cada uno de los proyectos presentados al gobierno hasta la fecha para la prolongación de los conductos de tormenta. Me he detenido con especialidad en los rasgos principales de cada uno de ellos, haciendo á un lado cuanto se refiere á detalles de construcción, que considero de importancia secundaria.

He estudiado en consecuencia las diversas faces fundamentales de este complejo problema y formulado las condiciones á que debe obedecer el proyecto que lo resuelva, cualquiera que sea la solución que se adopte.

Esas conclusiones pueden reasumirse en lo siguiente:

1° No se deben arrojar á los diques ó dársenas ni al ante-puerto del Riachuelo las aguas procedentes de los conductos de tormenta, que deben llevarse directamente al río;

2° No se deben emplear sifones en la prolongación de estos conductos;

3° La solución técnica más conveniente es la de un colector, que por razones económicas conviene que sea único;

4° Dadas las dificultades técnicas para llevar este colector al sud del puerto se lo debe llevar al norte á desembocar en el ángulo noroeste del malecón exterior, sin peligro de contaminación para el río alrededor de la Torre de Toma;

5° No se deben comunicar directamente con el colector los con-[illegible] de los distritos 28 y 29 en sus condiciones actuales.

[illegible] parte baja de estos distritos, como los terrenos ganados al

[redacted]

puerto en razón de su bajo nivel, conviene tengan canalizaciones separadas para aguas cloacales y pluviales;

7º No hay inconveniente en arrojar á los diques las aguas pluviales de los distritos bajos;

8º El perfil que se adopte para el colector principal, debe ser el más alto posible con relación al de las aguas del río.

Dentro de estas condiciones no está ninguno de los proyectos sometidos á mi estudio. El de la oficina de Bateman responde á la mayoría de estas conclusiones, pero además de presentar una traza defectuosa, el tipo de su construcción es muy deficiente y costoso.

En cuanto al proyecto del señor Médici, que aparentemente da al problema que nos ocupa la solución más fácil y económica, es demasiado vasto y complejo para juzgar de su valor sólo por la faz higiénica que nos afecta.

El 9 de enero de 1894 se sancionó la ley 3056 autorizando á la comisión á practicar los trabajos necesarios «*para que los actuales conductos de tormenta descarguen fuera del puerto de la Capital*».

Las conclusiones de mi informe se sujetan á los términos de esta ley, que no sería violentada en mi concepto si se arrojara á los diques el agua puramente pluvial de los distritos bajos, en condiciones muy distintas á la que llevan los actuales conductos.

Saludo al señor Presidente muy atentamente.

CARLOS ECHAGÜE

CONDUCTO GENERAL DE DESAGÜE

PARA DESCARGA DE LOS

CONDUCTOS DE TORMENTA

ANTECEDENTES

El presente proyecto para dar desagüe á los actuales conductos de tormenta fuera del radio del puerto, está subordinado en todas sus partes á las condiciones generales establecidas en mi informe de fecha 22 de agosto de 1894. Este informe fué producido después de un maduro estudio de las faces fundamentales del problema y de los demás presentados hasta entonces al gobierno para resolverlo. Sus conclusiones eran las siguientes:

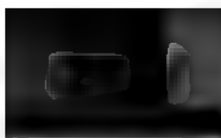
1° No se deben arrojar á los diques y dársenas ni al ante-puerto del Riachuelo las aguas procedentes de los conductos de tormenta, que deben llevarse directamente al rio;

2° No se deben emplear sifones en la prolongación de estos conductos;

3° La solución técnica más conveniente es la de un colector que por razones económicas conviene que sea único;

4° Dadas las dificultades técnicas para llevar este colector al sud del puerto se lo debe llevar al norte á desembocar en el ángulo noreste del malecón exterior, sin peligro de contaminación para el río al rededor de la Torre de Toma;

5° No se deben comunicar directamente con el colector los conductos de los distritos números 28 y 29 en sus condiciones actuales;



6° La parte baja de estos distritos, como los terrenos ganados al puerto en razón de su bajo nivel conviene tengan canalizaciones separadas para aguas cloacales y pluviales;

7° No hay inconveniente en arrojar á los diques las aguas pluviales de los distritos bajos;

8° El perfil que se adopte para el colector principal debe ser el más alto posible con relación al de las aguas del rio.

La comisión aprobó estas conclusiones, y en razón de no conformarse á ellas ninguno de los proyectos anteriores sometidos á su dictamen, ordenó al que suscribe procediese á hacer los estudios en el terreno; necesarios para la confección de uno nuevo que respondiera en cuanto fuera posible á aquellas conclusiones: tal es el origen del proyecto actual.

Descripción general

Se proyecta un colector general que arranca en la prolongación del conducto de Garay, sigue por el eje de la futura Avenida Colón hasta la calle de Belgrano, donde cruza la vía del ferrocarril á la Ensenada en dirección tangencial al semi-círculo de la antigua aduana, toma la calle Buchardo, en los terrenos de la empresa de Catalinas, que recorre en toda su longitud hasta salir del malecón de estos terrenos frente á la calle de Córdoba; tuerce suavemente á la derecha hasta salvar de muy cerca el ángulo noroeste de la dársena norte é inclinándose nuevamente á la derecha desemboca en el ángulo noreste del malecón exterior del puerto.

Este colector recoge en su trayecto los seis conductos de tormenta de las calles Garay, Europa, San Lorenzo, Méjico, Cangallo y Córdoba. Consta de un solo conducto hasta llegar al de Méjico, de dos desde éste hasta recibir el de Cangallo y luego de tres hasta la desembocadura.

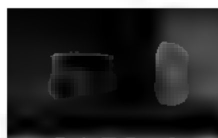
En los distritos números 28 y 29 se harán algunos arreglos en las cloacas, especialmente en las partes bajas de estos distritos, que permitirán dar salida directamente al colector general á todas las aguas pluviales. Igual cosa podrá hacerse con los desagues de las manzanas comprendidas entre la Avenida Colón y los diques, cuyas aguas pluviales podrán ir al colector ó á los diques.

Capacidad del colector general

La primera cuestión que se presenta á nuestro estudio es la de investigar la cantidad de aguas pluviales que este colector debe conducir. Es evidente que ésta se deducirá de la extensión superficial de la cuenca de cada uno de los conductos que desembocan dentro del puerto y de la máxima altura pluviométrica en la Capital.

Para la solución de este punto fundamental del problema que nos ocupa, hemos tenido en cuenta las futuras ampliaciones que sea dado realizar en cada una de aquellas cuencas, y el estudio altimétrico de la zona de la ciudad contigua al radio actual conduce á la conclusión de que sólo podrán desaguar por gravitación á los actuales conductos, los distritos que faltan para integrar el radio abarcado por el proyecto completo de Bateman del año 1876. Es, pues, á esta zona á la que hemos debido referirnos.

El siguiente cuadro número 1 contiene la extensión de cada uno de los 29 distritos que abarca aquel proyecto, y también la de los que forman el radio actual:



Cuadro número 1

Extensión superficial

Distritos N°s	EXTENSION ACTUAL		EXTENSION DEL PROYECTO COMPLETO 1876	
	Cuadras cuadradas	Metros cuadrados	Cuadras cuadradas	Metros cuadrados
1	31	523819	31	523819
2	17,5	295705	17,5	295705
3	16,5	785729	46,5	785729
4	30,5	515371	30,5	515371
5	37,5	633653	37,5	633653
6	50	844870	50	844870
7	36	608306	36	608306
8	23	288640	23	388640
9	10	675896	40	675896
10	31,5	532268	31,5	532268
11	23	388640	23	388640
12	45	760383	45	760383
13	31	523819	82	1385587
14	59	996947	59	996947
15	56,25	950479	56,25	950479
16	58,5	988498	58,5	988498
17	4	67590	54	912160
18	—	—	62	1047639
19	28,5	181576	28,5	481576
20	21,5	363294	21,5	363294
21	34	574512	34	574512
22	—	—	44	743456
23	—	—	78	1317997
24	—	—	40	675896
25	—	—	44	743486
26	23	388640	23	388640
27	—	—	32	540717
28	23	—	23	388640
29	36,5	—	36,5	616755
	786,75	13294030	1.187,75	20069889

En cuanto al valor pluviométrico de las lluvias aquí en la Capital es muy superior á los 0.038 metros tomados por el ingeniero Bateman en sus cálculos, como lo demuestran las siguientes cifras tomadas del registro de las lluvias de la oficina meteorológica del Colegio Nacional, dependiente del observatorio de Córdoba:

En diciembre 29 de 1867 cayeron 40 milímetros en 45 minutos ó sea á razón de 53 milímetros por hora.

En diciembre 28 de 1885 cayeron 35 milímetros en 45 minutos ó sea á razón de 47 milímetros por hora.

En febrero 11 de 1888 cayeron 52 milímetros en 75 minutos ó sea á razón 42 milímetros por hora.

En enero 31 de 1894 cayeron 20 milímetros en 15 minutos ó sea á razón de 80 milímetros por hora.

Resulta, pues, que ha sido anotada una lluvia de 80 milímetros por hora.

Hay que tener en cuenta, además, que los fuertes aguaceros son de muy corta duración, algunos minutos solamente, lo que hace muy difícil tomar el tiempo exacto de caída; que se producen generalmente intercalados en períodos de lluvias menos fuertes y cuya duración se computa con la de aquellos, obteniendo así una cifra que no corresponde al período de lluvia máxima sino un promedio de ella; que entre nosotros no se llevan todavía con verdadera regularidad estas observaciones, y que con excepción del Colegio Nacional, no tengo conocimiento de que haya otros pluviómetros en que con exactitud se anoten, y que no se registran prolijamente las fuertes lluvias que se producen de noche.

Por todas estas consideraciones tengo la convicción de que la cifra de 80 milímetros por hora no es excesiva y que ha de haber sido superada por lluvias ó períodos de lluvias no anotados.

Tomando, pues, esta cifra por base de nuestro cálculo, resultaría que la cantidad de agua pluvial caída por hectárea y por segundo sea de 222 litros.

Pero no toda el agua caída corre á las colectoras: una parte es absorbida por el suelo á medida que cae y la otra parte se evapora en el mismo tiempo.

La proporción absorbida depende de varias causas:

1° Grado de permeabilidad del suelo;

2° Pendientes naturales del mismo;

3° Facilidades dadas al desagüe.

En la proporción evaporada intervienen causas más complejas que no nos es dado dilucidar aquí.

Según Balwin Latham, los ingenieros Bidder y Hawksley en experimentos al respecto hechos en Londres en 1857, hallaron que en una lluvia de 2"9 en 26 horas la cloaca de Savoy street condujo



64,5 por ciento del agua pluvial caída, y la de Ralcliffe Hihgway 53 por ciento, mientras que el coronel Haywood constató, en la misma tormenta, que la de London Bridge descargó 53 por ciento. El mismo Haywood repitió el experimento en abril de 1858 en la misma cloaca y halló que en una lluvia de 0"24 en hora y media pasó á la cloaca 74 por ciento. En junio del mismo año constató que la cloaca de Trongate, que desagua una área bien pavimentada, condujo un 94.5 por ciento del producido de una lluvia de 0"54 en 5 horas. En la misma cloaca, en agosto de 1858, con una lluvia de 0"48 en 1 hora y 2 tercios, encontró sólo 78 por ciento.

Durand Claye afirma que en París las colectoras sólo desaguan un 70 por ciento del agua pluvial; y Fanning en su *Treatise on hydraulics* dice que la máxima proporción de lluvia que corre por un desagüe es de 2 tercios del total de la misma.

Creo, pues, que quedaríamos bastante próximos á la verdad si admitiéramos que un 25 por ciento de agua pluvial caída en los distritos altos se pierde por absorción y evaporación y sólo un 20 por ciento en los distritos bajos cuyas calles tienen en general mayores pendientes y están mejor pavimentadas.

Haciendo estas reducciones tendríamos en el cuadro número 2 las cantidades de agua pluvial con que cada distrito contribuiría al colector general, una vez que las obras de ampliación completen el proyecto general del ingeniero Bateman.

Cuadro número 2

Distrito N°	Superficie en hectáreas	Cantidad de agua en metros cúbicos por segundo, para lluvias de 0m080 por hora	Pérdida por evaporación 20 á 25 %	Agua que pasa á la colectora
1	52,3819	11,639	2,910	8,729
2	29,5705	6,571	1,644	4,927
3	78,5729	17,459	4,366	13,093
4	51.5371	11,452	2,864	8,588
5	63,3653	14,080	3,521	10,559
6	84,4870	18,773	4,693	14,080
7	60,8306	13,516	3,379	10,137
8	38,8640	8,636	2,160	6,476
9	67,5896	15,018	3,754	11,264
10	53,2268	11,827	2,957	8,870
11	38,8640	8,636	2,159	6,477
12	76,0383	16,896	4,224	12,672
13	{ 52,3819 { 86,1768	{ 11,639 { 19,148	{ 2,910 { 4,787	{ 8,729 { 14,361
14	99,6947	22,152	5,538	16,614
15	95,0479	21,120	5,280	15,840
16	98,8498	21,964	5,491	16,473
17	{ 6,7590 { 84,4870	{ 1,501 { 18,773	{ 0,375 { 4,693	{ 1,126 { 14,080
18	104,7639	23,278	5,819	17,459
19	48,1576	10,700	2,675	8,025
20	36,3294	8,072	2,018	6,054
21	57,4512	12,765	3,191	9,574
22	74,3486	16,520	4,130	12,390
23	131,7997	29,286	7,322	21,964
24	67,5896	15,018	3,754	11,264
25	74,3486	16,520	4,130	12,390
26	38,8640	8,636	2,160	6,476
27	540717	12,015	2,403	9,612
28	38,8640	8,636	1,729	6,907
29	61,6755	13,701	2,741	10,963
	2.006,9889	445,950	109,777	336,173

Pero se presenta aquí otra cuestión de suma importancia que afecta al débito de los conductos y por lo tanto del colector general. ¿ El débito de los conductos debe ser el mismo que el de la lluvia? ó en otras palabras, ¿la cantidad de agua por segundo que dejan pa-

sar los conductos debe ser la misma que cae por segundo sobre el suelo, deducción hecha de la parte absorbida y evaporada?

Cuando se trata de lluvias continuas pero moderadas se establece también un régimen continuo: el agua pasa á los colectores á medida que cae y el débito de los conductos es el mismo que el de la lluvia, salvo las pérdidas indicadas. Pero en el caso de fuertes aguaceros que es para los que deben calcularse la luz de los conductos, la cuestión varía de especie: el agua se aglomera en las calzadas y cunetas de la calle antes de que haya tiempo de establecerse un régimen normal para el desagüe, de la calzada pasa al sumidero y de éste á la colectora que la conduce á la cámara reguladora de donde cae al conducto.

No hemos tenido oportunidad todavía de hacer observaciones respecto al tiempo que tarda el agua que cae en un distrito, durante un fuerte aguacero en llegar á la cámara reguladora, ni tampoco sobre el tiempo que tarda un conducto en descargar el agua caída en su cuenca en una lluvia determinada; observaciones ambas que nos darían el coeficiente que buscamos. Pero pueden servirnos á este objeto las observaciones de Belgrand en la colectora de circunvalación y calle Rivoli en París de las que concluye: «que la duración del desagüe por estas colectoras era por lo menos triple que la duración de la lluvia». Es en este concepto que Dupuit primero y Belgrand después, calcularon las dimensiones de las colectoras.

En Buenos Aires, dadas las pendientes naturales de sus calles, menores que las de París, y la mala calidad de los pavimentos, es seguro que la relación tomada por Belgrand y Dupuit sería suficiente: en este caso el débito medio de los conductos debiera ser un tercio del caudal de la lluvia por segundo. Pero como durante una lluvia el régimen del desagüe no es constante, desde que el conducto empieza por debitar una cierta cantidad (que puede ser cero si la lluvia recién empieza), para aumentar gradualmente hasta un máximo y declinar después hasta recuperar su régimen anterior, es evidente que el débito máximo del conducto será una cantidad mayor que el que correspondería á $\frac{1}{3}$ de la lluvia. El valor de aquel máximo sólo puede fijarse por experiencias directas que no poseemos; pero no creemos alejarnos mucho de la verdad tomando una cantidad doble del promedio, ó sea $\frac{2}{3}$ del débito de la lluvia, llegando así á un coeficiente de seguridad mayor que el adoptado por Belgrand y Dupuit para las colectoras de París, lo que nos pone á cubierto de toda contingencia y del aumen-

to que en este coeficiente produzca la mejora en la nivelación y pavimentación de nuestras calles.

Es tomando en cuenta el área de desagüe de cada conducto deducida del cuadro número 2 y de la proporción aceptada para las duraciones relativas de la lluvia y del desagüe que se ha calculado el cuadro número 3 bajo la base de una lluvia extraordinaria de 80 milímetros por hora.

Cuadro número 3

CONDUCTO CALLE	ÁREA QUE DESAGUA EXPRESADA EN HECTÁREAS		CANTIDAD DE AGUA PLUVIAL EN METROS CÚBICOS POR SEGUNDO PARA LLUVIAS DE 80 MILÍMETROS POR HORA.		DÉBITO DEL CONDUCTO EN METROS CÚBICOS POR SEGUNDO, ADMITIENDO UN TIEMPO DE DESAGÜE TRIPLE DEL DE LLUVIA	
	Radio actual	Radio completo	Radio actual	Radio completo	Radio actual	Radio completo
Ecuador.......	160,5253	434,2632	26,749	72,367	17,833	48,245
Rodriguez Peña	38,8640	92,9357	6,476	16,088	4,317	10,725
Charcas......	299,0840	299,0840	49,840	49,840	33,227	33,227
Córdoba......	38,8640	38,8640	6,907	6,907	4,605	4,605
Cangallo......	288,1006	374,2774	48,012	62,373	32,008	41,582
Méjico........	205,3035	394,5544	34,213	65,752	22,809	43,835
San Lorenzo..	61,6755	61,6755	10,963	10,963	7,309	7,309
Europa.......	95,0479	95,0479	15,840	15,840	10,560	10,560
Garay........	141,9382	216,2868	23,653	36,043	15,769	24,029
Totales....	1.329,4030	2.006,9889	222,653	33,6173	148,437	224,117

Tomando de este cuadro los números de la última columna para los seis conductos que desembocan dentro de los terrenos del puerto y comparándolos con los dados por Bateman, vemos que nuestras cifras discrepan poco de aquellas, no obstante ser tomadas como base alturas pluviométricas muy diferentes. Esto depende de que Bateman, incorrectamente, consideraba que toda el agua de lluvia pasaba al conducto con la misma rapidez con que caía, lo que no es exacto, según hemos visto antes, y esta omisión de su parte vino á compensar en sus cálculos la diferencia de la cifra adoptada para las más fuertes lluvias.

En cuanto á las cifras de la última columna son de un valor relativo, y si las he incluido en el cuadro es por haber dado el ingeniero Bateman otras que en general son comparables á las nuestras, salvo la que se refieren al conducto de Garay en que aquel ingenie-

ro ha sufrido un evidente error, pues asigna á este conducto una capacidad de 81,236 metros cúbicos por segundo cuando según nuestro cálculo es sólo de 55,085 metros cúbicos. Este error es tanto más notable cuanto que la conformidad á que antes me he referido revela que hemos adoptado la misma fórmula de cálculo, en este caso, la segunda de las de Darcy y Bazin, y tanto más extraño cuanto que en la época en que el ingeniero J. Higgin daba estas cifras á la comisión, diciembre de 1877, ya el conducto de Garay estaba construido.

Más adelante, cuando entremos á analizar el débito del colector general y *la represa* en el producido para alturas del río, veremos en qué condiciones son válidos los anteriores números y cuáles son las modificaciones que la altura de las mareas les imprime. Por el momento nos basta saber que los conductos de tormenta tienen capacidades amplias para dar desagüe á toda la zona prevista en el proyecto completo de Bateman.

Hemos estudiado con algún detenimiento este punto del débito actual y futuro de los conductos de tormenta, porque constituye la base del proyecto que nos ocupa y no nos era dado atenernos á los que al respecto nos trasmitiera la oficina Bateman sin declinar de nuestra parte una alta responsabilidad. Haciendo abstracción de los planos, por otra parte muy deficientes, de esta sección de las obras, se ha hecho una prolija medición y nivelación de cada conducto y, basándose en los resultados de esta operación, el ingeniero Emilio Lejeune ha hecho un estudio detenido de la capacidad para el desagüe de cada uno de ellos, trozo por trozo y sección por sección. Las conclusiones de su voluminoso informe, de fecha octubre 27 de 1894, nos han conducido á las cifras que figuran en la última columna del cuadro número 4.

Cuadro número 4

Conducto Calle	Débito máximo en metros cúbicos		Capacidad calculada	
	Segun Bateman	Segun nuestro calculo	Segun Bateman	Por nosotros
Garay........	22,50	24,029	81,236	55,085
Europa.......	9,90	10,560	—	16,761
San Lorenzo..	6,60	7,309	—	11,464
Méjico.......	43,90	43,835	58,471	56,478
Cangallo.....	39,30	41,582	67,419	64,498
Córdoba......	4,07	4,605	—	4,973
Totales...	126,27	131,920		

Tratándose, por otra parte, de cuestiones técnicas en que la teoría está llena de incertidumbres y en que la práctica hasta la fecha se presenta muy deficiente, dejando en consecuencia una y otra amplio margen á la *estimación personal*, nos ha sido satisfactorio llegar en cuestión tan importante á resultados concordantes con los del ingeniero Bateman, con las salvedades que antes hice notar, aunque con criterio y por caminos completamente distintos.

En resumen, pues, el colector general debe tener capacidad suficiente para conducir fuera del radio del puerto 24,029 metros cúbicos por segundo de agua pluvial del conducto de Garay, 10,560 metros cúbicos de Europa, 7,309 metros cúbicos de San Lorenzo, 43,835 metros cúbicos de Méjico, 41,582 metros cúbicos de Cangallo, 4,605 metros cúbicos de Córdoba. En todo un total de 131,920 metros cúbicos por segundo.

Traza del colector general

Las conclusiones tercera y cuarta del informe de fecha 22 de agosto de 1894, determinaban la forma en que se debían conducir fuera del puerto los 131,920 metros cúbicos por segundo de aguas pluviales de los conductos: por un colector único que fuera á desembocar en el ángulo noreste del malecón exterior del puerto. Sin embargo, respecto á esta base la comisión estableció una restricción : la de que se emprendieran inmediatamente estudios de las corrientes del río, desde el puerto hasta la Torre de Toma, para constatar en lo posible la probabilidad de una contaminación de aquella zona del río por las aguas de los conductos. Estos estudios han sido practicados por el ingeniero Piaggio, en los meses de diciembre á marzo, durante los cuales ha estudiado la zona y dirección de las corrientes en esa parte del río, alcance de las mareas ascendentes, velocidad de las crecientes, secciones del río hasta 2000 metros de la costa y otros datos que pudieran ilustrar algo esta cuestión, de suyo compleja y difícil de resolver.

Los resultados más interesantes de estos estudios son los siguientes :

1° Que las corrientes principales tanto ascendentes como descendentes en esa parte del río se producen dentro de una zona de dos

mil metros de ancho aproximadamente, en la que se mantienen los flotadores lanzados de la dársena norte y de la Torre de Toma;

2° Que flotadores lanzados frente á la dársena norte á mil quinientos metros del malecón en marea creciente han llegado á la Torre de Toma después de recorrer una trayectoria bastante recta, con velocidades variables entre 0.40 metros y 0.76 metros por segundo. El flotador se mantenía á un metro de profundidad;

3° Que la velocidad media de las crecientes, deducidas de doce observaciones y á dos mil metros de la costa es de 0.48 metros;

4° Que esta velocidad no es proporcional á la altura de la marea, habiéndose observado mareas de dos metros de altura sin que el recorrido del flotador fuera considerable;

5° Que la sección transversal del río en la zona de dos mil metros, deducida de tres cortes, es en números redondos de 4000 metros cuadrados.

Admitiendo que la velocidad media del agua en creciente en una sección trasversal sea de 0.34 metros, cantidad deducida de las velocidades medidas á 2000 y 800 metros de la costa, resultaría un débito para la zona de 2000 metros de ancho de 1360 metros cúbicos por segundo.

Analicemos ahora lo que sucedería cuando una fuerte lluvia aquí en la ciudad coincida con una de las crecientes del río capaces de llevar el agua desde la dársena hasta la Torre de Toma: los conductos descargarán 131,92 metros cúbicos por segundo de aguas pluviales que contendrán una cierta proporción de líquidos cloacales. Admitiendo un producido diario de 100.000 metros cúbicos de líquidos cloacales, y que durante las épocas de lluvia $\frac{2}{3}$ de estos líquidos pasen á los conductos, tendríamos por segundo : $\frac{2}{3} \times \frac{100.000}{12 \times 60 \times 60} = 1,542$ metros cúbicos que saldrían diluidos en los 131,92 metros cúbicos de aguas pluviales.

Esta cantidad de agua contaminada se descargaría en el río durante el período de la lluvia y se difundiría en una cierta extensión.

Ahora bien, el cálculo anterior responde á una lluvia de 0,080 metros por hora, las de tal intensidad son poco frecuentes y de duración muy corta. Pero admitamos, para tener algún punto de partida para nuestras conjeturas, que durante 20 minutos y en marea creciente se ha derramado aquella cantidad de líquidos cloacales, hipótesis que me deja la impresión de ser muy

desfavorable á la cuestión. Durante este tiempo 1850 metros cúbicos de dichos líquidos caerían al río mezclados con las aguas pluviales y serían arrastrados aguas arriba por las mareas. ¿Hasta donde se extendería en el río la dilución de estos líquidos? No podríamos contestarlo, pero es de creer que se extenderán hasta muy lejos de la costa, favorecidos por el oleaje, que casi siempre acompaña las fuertes mareas producidas en general por los vientos del sureste. ¿Y podrían esos líquidos llegar á polucionar la zona del río que circunda la Torre de Toma después de atravesar un caudal de agua que sólo en la zona de 2000 metros mencionada es de 35.000.000 de metros cúbicos? No sabría tampoco contestar á tan grave cuestión, sin más fundamento que los antecedentes mencionados: la impresión personal que me deja, sin embargo, así como la observación de otros hechos conexos, me inducen á creer que no hay tal peligro de contaminación; y contribuye en mucha parte á inclinar mi juicio en este sentido la circunstancia de derramarse hoy los conductos de tormenta más ó menos en las condiciones del proyecto, sin que el análisis diario de las aguas haya constatado hasta la fecha síntoma alguno de polución.

No podría, sin embargo, fundar en hechos concretos ó en verdad científica la preferencia de mi espíritu por la *no contaminación* y libro la solución definitiva de este punto al juicio de la comisión y de los ilustrados médicos que la asesoran.

Pendiente y sección

Son estas dos cuestiones capitales que ha sido necesario tratar conjuntamente, por cuanto la una dependía de la otra y en las que estaban condensadas las principales dificultades del problema.

El ingeniero Bateman proyectó las desembocaduras de los conductos á un nivel demasiado bajo, sin que estuviera obligado á ello por dificultades insuperables. Los conductos llegan al río con los siguientes niveles y pendientes:



Cuadro número 5

Conducto Calle	Pendiente en la desembocadura en metros	Nivel del piso en la desembocadura en metros
Garay............	0,0069	12,16
Europa...........	0,0079	12,16
San Lorenzo......	0,0060	12,07
Méjico...........	0,0037	12,08
Cangallo.........	0,0048	10,32
Córdoba..........	0,0019	11,60

Haciendo abstracción de los de Córdoba y San Lorenzo, que no han podido construirse en otras condiciones y que son por otra parte, de longitudes reducidas é importancia muy secundaria, y fijando nuestra atención en los restantes, que son los principales, vemos que todos ellos, en el último trozo, se inclinan con pendientes excesivas y llegan al río á niveles muy inferiores al de las crecientes ordinarias (12.80 metros). El de Cangallo, uno de los más importantes, mantiene en su desembocadura constantemente más de un metro de agua, la que llega casi siempre hasta la calle San Martín, dificultando seriamente la limpieza de los bancos de arena y fango que se forman á su salida.

La única dificultad que pudo inducir al ingeniero Bateman á adoptar estos perfiles tan inconvenientes, fué el bajo nivel de la calle paseo de Julio y Colón. Pero estas calles estaban entonces en formación, sin pavimento definitivo, y no debieron considerarse un obstáculo para levantar el nivel de las desembocaduras, no tan sólo por las mejores condiciones higiénicas en que quedarían, sino principalmente en previsión de llevar á la práctica el problema de que hoy nos ocupamos.

Esta imprevisión del ingeniero Bateman se ha dejado sentir hoy, cuando las obras del puerto han reclamado la prolongación de los conductos por cerca de 4000 metros y pesará en el futuro como un obstáculo insuperable para la buena realización de aquel proyecto, cualquiera que sea la solución que se adopte.

Partiendo del conducto de Garay con un nivel tan bajo como el de 12.16 metros y teniendo que recoger en su trayecto las aguas del conducto de Cangallo, se ha tratado de bajar lo menos posible á fin

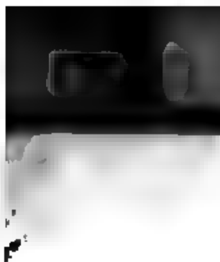
desfavorable á la cuestión. Durante este tiempo 1850 metros cúbicos de dichos líquidos caerían al río mezclados con las aguas pluviales y serían arrastrados aguas arriba por las mareas. ¿Hasta donde se extendería en el río la dilución de estos líquidos? No podríamos contestarlo, pero es de creer que se extenderán hasta muy lejos de la costa, favorecidos por el oleaje, que casi siempre acompaña las fuertes mareas producidas en general por los vientos del sureste. ¿Y podrían esos líquidos llegar á polucionar la zona del río que circunda la Torre de Toma después de atravesar un caudal de agua que sólo en la zona de 2000 metros mencionada es de 35.000.000 de metros cúbicos? No sabría tampoco contestar á tan grave cuestión, sin más fundamento que los antecedentes mencionados: la impresión personal que me deja, sin embargo, así como la observación de otros hechos conexos, me inducen á creer que no hay tal peligro de contaminación; y contribuye en mucha parte á inclinar mi juicio en este sentido la circunstancia de derramarse hoy los conductos de tormenta más ó menos en las condiciones del proyecto, sin que el análisis diario de las aguas haya constatado hasta la fecha síntoma alguno de polución.

No podría, sin embargo, fundar en hechos concretos ó en verdad científica la preferencia de mi espíritu por la *no contaminación* y libro la solución definitiva de este punto al juicio de la comisión y de los ilustrados médicos que la asesoran.

Pendiente y sección

Son estas dos cuestiones capitales que ha sido necesario tratar conjuntamente, por cuanto la una dependía de la otra y en las que estaban condensadas las principales dificultades del problema.

El ingeniero Bateman proyectó las desembocaduras de los conductos á un nivel demasiado bajo, sin que estuviera obligado á ello por dificultades insuperables. Los conductos llegan al río con los siguientes niveles y pendientes:



Con el perfil aceptado, habrá en la embocadura 0.79 de agua en bajantes ordinarias y como éstas se producen en promedio cada *tres días* se podrá recorrer con este intervalo dos terceras partes del colector. En bajantes mayores de 0.45 metros por ejemplo, que se producen *una* vez por mes, se podrá recorrer todo el conductor.

Había tambien que tomar en cuenta el nivel natural de la tosca, sobre la cual directa ó indirectamente debe reposar el colector, por lo que esta circunstancia obligada pudiera afectar el costo y la solidez de la obra. En el perfil aceptado, el colector descansará directamente sobre ella en casi la mitad de su trayecto, en la otra mitad habrá que formarle cimientos artificiales, en general de poca altura, salvo en la embocadura donde alcanzarán hasta tres metros.

Otras dos condiciones de suma importancia había que tener en cuenta al fijar el perfil del colector: una, era que la sección fuera de suficiente capacidad para dar salida al agua de los diferentes conductos que debía recoger, y la otra, que la cubierta quedara bajo el nivel de la calzada, á conveniente profundidad para que la capa de tierra interpuesta atenuara las fuertes vibraciones ocasionadas por el tránsito de los carros.

Se han hecho con este motivo cálculos comparativos de diferentes secciones, que además de satisfacer á las dos mencionadas condiciones, se sujetan también á otra muy importante que afecta el costo: la de ofrecer la resistencia necesaria con el mínimum de material empleado.

Las secciones adoptadas que se indican en detalle en las hojas M, números 4 á 11, responden muy satisfactoriamente á todas aquellas condiciones.

Se ha adoptado una sección análoga á la de los conductos actuales en su desembocadura: bóveda semi-circular sobre pies derechos de altura variable y piso formado por dos planos inclinados hacia el centro para formar canaleta. Ha sido necesario dar alguna extensión al diámetro de la bóveda á fin de disminuir la altura de los pies derechos llegando á conciliar así un mínimum de altura general con un buen radio hidráulico, por las mismas razones se ha proyectado conducto doble de Méjico en adelante y triple de Cangallo á la desembocadura.

Estos conductos comunicarán entre sí por aberturas para distribuir uniformemente el débito entre ellos á fin de que funcionen como un conducto único.

de sujetarse á la octava conclusión del informe ya citado, que dice: «el perfil que se adopte para el colector principal debe ser el más alto posible con relación al de las aguas del rio».

El cuadro siguiente, número 6, contiene reasumidas las longitudes, pendientes y secciones principales del colector general.

Cuadro número 6

Distancia Metros	Enlace con el conducto Calle	Niveles Del piso	Niveles del intrados	TIPO
0	Garay	12,146	15,863	$6^{m}00$ de luz con pies derechos que varían entre $0^{m}417$ á $0^{m}683$.
532	Europa	11,874	15,863	$7^{m}00$ con pies derechos de $0^{m}133$ á $0^{m}275$.
817	San Lorenzo	11,729	15,863	$7^{m}50$ con pies derechos de $0^{m}000$ á $0^{m}114$.
1045	Méjico	11,621	15,863	$7^{m}50$ doble con pies derechos de $0^{m}114$ á $0^{m}425$.
2139	Cangallo	11,089	15,641	NOTA. — El cambio de pendiente se produce á $2^{m}080$ desde Garay y en este punto el intrados tiene cota $15^{m}656$ y el piso $11^{m}106$.
2850	Córdoba	11,000	15,463	
3731	Desembocadura	10,693	15,243	$7^{m}50$ triple con pies derechos de $0^{m}425$.

La bóveda sigue una línea horizontal desde Garay hasta los 1252 metros con cota en el intrados de la clave de 15.863 metros; desde este punto hasta la desembocadura tiene una inclinación uniforme de 1 : 4000. Esta última es algo débil pero nada habría ganado el débito del conducto con aumentarlo desde que esta rasante queda toda bajo el nivel de *aguas bajas ordinarias* y en general estará cubierta por ellas, en cambio habríamos tenido mayor profundidad de agua en la desembocadura y mayor sección inutilizada para el desagüe. La pendiente del piso no tiene en nuestro caso otra importancia que la que se refiere á la limpieza cuando las bajantes del río lo descubren y para este objeto es suficiente.

Con el perfil aceptado, habrá en la embocadura 0.79 de agua en bajantes ordinarias y como éstas se producen en promedio cada *tres días* se podrá recorrer con este intervalo dos terceras partes del colector. En bajantes mayores de 0.45 metros por ejemplo, que se producen *una* vez por mes, se podrá recorrer todo el conductor.

Había tambien que tomar en cuenta el nivel natural de la tosca, sobre la cual directa ó indirectamente debe reposar el colector, por lo que esta circunstancia obligada pudiera afectar el costo y la solidez de la obra. En el perfil aceptado, el colector descansará directamente sobre ella en casi la mitad de su trayecto, en la otra mitad habrá que formarle cimientos artificiales, en general de poca altura, salvo en la embocadura donde alcanzarán hasta tres metros.

Otras dos condiciones de suma importancia había que tener en cuenta al fijar el perfil del colector: una, era que la sección fuera de suficiente capacidad para dar salida al agua de los diferentes conductos que debía recoger, y la otra, que la cubierta quedara bajo el nivel de la calzada, á conveniente profundidad para que la capa de tierra interpuesta atenuara las fuertes vibraciones ocasionadas por el tránsito de los carros.

Se han hecho con este motivo cálculos comparativos de diferentes secciones, que además de satisfacer á las dos mencionadas condiciones, se sujetan también á otra muy importante que afecta el costo: la de ofrecer la resistencia necesaria con el mínimum de material empleado.

Las secciones adoptadas que se indican en detalle en las hojas M, números 4 á 11, responden muy satisfactoriamente á todas aquellas condiciones.

Se ha adoptado una sección análoga á la de los conductos actuales en su desembocadura: bóveda semi-circular sobre pies derechos de altura variable y piso formado por dos planos inclinados hacia el centro para formar canaleta. Ha sido necesario dar alguna extensión al diámetro de la bóveda á fin de disminuir la altura de los pies derechos llegando á conciliar así un mínimum de altura general con un buen radio hidráulico, por las mismas razones se ha proyectado conducto doble de Méjico en adelante y triple de Cangallo á la desembocadura.

Estos conductos comunicarán entre sí por aberturas para distribuir uniformemente el débito entre ellos á fin de que funcionen como un conducto único.

Para la sección del piso se ha abandonado la bóveda circular invertida que se adopta con generalidad y elegido la de los planos inclinados, $\frac{1}{10}$ más económico, por no tener aquí el rol que en los demás conductos desde que en su mayor parte quedan cubierto por las aguas.

El cuadro siguiente contiene todos los elementos que nos han servido para el cálculo de la represa en diferentes partes del conducto, en el supuesto de una lluvia máxima de 80 milímetros por hora y para niveles del río de 12,80 metros, y 14,53 metros que corresponden el primero á las crecientes ordinarias y el segundo á las extraordinarias.

Cuadro número 7

Trozo del conducto	Longitud	Pendiente hidráulica	Sección media	Débito máximo por segundo	Velocidad	Alturas de la represa: Parciales	Alturas de la represa: Acumuladas
				Nivel del río 12,80 metros			
Desemb. á Córd.	880	0,0008554	16,11	$\frac{131,920}{3} = 43,973$	2,730	0,753	0,753
Córd. á Cang..	712	0,0005475	18,51	$\frac{127,315}{3} = 42,438$	2,293	0,390	1,143
Cang. á C. pend.	887	0,0005175	19,13	$\frac{85,733}{2} = 42,866$	2,241	0,459	1,602
C. pend. á Méj.	207	0,0005344	19,01	$\frac{85,733}{2} = 42,866$	2,255	0,110 (5)	1,712 (5)
Méjico á S. Lor.	228	0,0005281	18,85	41,898	2,222	0,120 (5)	1,833
S. Lor. á Europa	285	0,0004241	17,66	34,589	1,958	0,121	1,954
Europa á Garay	532	0,0003015	15,11	24,029	1,590	0,160 (5)	2,114 (5)
				Nivel del río 14,53 metros			
Desemb. á Córd.	880	0,0003025	24,65	$\frac{131,920}{3} = 43,973$	1,784	0,266	0,266
Córd. á Cang..	712	0,0002790	24,79	$\frac{127,315}{3} = 42,438$	1,712	0,198 (5)	0,464 (5)
Cang. á C. pend.	887	0,0003077	24,17	$\frac{85,733}{2} = 42,866$	1,773	0,273	0,737 (5)
C. pend. á Méj.	207	0,0003473	23,25	$\frac{85,733}{2} = 42,866$	1,844	0,072	0,809 (5)
Méjico á S. Lor.	228	0,0003598	22,72	41,898	1,844	0,082	0,891 (5)
S. Lor. á Europa	285	0,0003016	21,02	34,589	1,645	0,086	0,977 (5)
Europa á Garay	532	0,0002240	17,82	24,029	1,348	0,119	1,096 (5)



Hemos empleado para el cálculo de la represa la fórmula á que llegaron los ingenieros Ganguillet y Kutter, después de analizar y comparar las antiguas de Darcy y Bazin con las de Humphreys y Abbot, deducidas de experiencias practicadas en el río Missisippi y sus tributarios. Hemos tomado para el valor del coeficiente *n* de la fórmula $n = 0{,}013$ deducido de experiencias practicadas en los conductos de Sulbury y Massachussetts que por su sección y construcción se asemejan mucho á nuestros conductos de tormenta. Los resultados de estos cálculos han sido controlados con la fórmula de Manning, llegando á cifras muy concordantes, por lo que nos merecen completa seguridad.

Una de las exigencias principales de este problema era elegir una sección que produjera un mínimum de represa á fin de facilitar el desagüe de los distritos bajos en las condiciones más favorables y los números de la última columna ponen de manifiesto que se ha llegado á ello de un modo bastante satisfactorio. En crecientes extraordinarias, nivel 14,53 metros, la represa en el conducto de Cangallo es de 0,464 metros y de 0,809 metros en el de Méjico, siendo de 1.096 metros la represa total.

En el proyecto de Bateman, con secciones próximamente equivalentes si bien de formas muy distintas, aquellos números eran respectivamente 0,83 metros, 1,29 metros y 1,70 metros. En crecientes menores la represa es mayor, pero carecen de importancia.

Se ha hecho el cálculo del valor de la represa por la creciente extraordinaria de Santa Rosa, con una lluvia de 40 milímetros por hora y resulta ser ésta muy pequeña, dejando libre la bóveda del colector en su primer trozo.

Resulta, pues, que aún en este caso de probabilidad tan remota, el conducto se mantendría en buenas condiciones de funcionamiento.

Los conductos de la calle Córdoba y San Lorenzo podrían en consecuencia ligarse al colector general sin los peligros que apuntábamos en nuestro informe del 22 de agosto de 1894, mediante algunas modificaciones de la red de colectoras en las calles Paseo de Julio y Colón que la dejan á cubierto de todo peligro de inundación.

La obra, en su totalidad, ha sido proyectada en el sentido de utilizar en cuanto sea posible materiales del país, sin que por ello se alcance á prescindir de otros que vienen del extranjero, como el ce-

mento Portland y la arena Oriental, pero se ha evitado por lo menos el empleo del fierro, y no obstante, mantiene esta construcción el carácter de permanente y definitiva que debe darse á esta clase de obras, y que no exigirá más gastos en lo futuro que una continua limpieza del fondo.

Las bóvedas del conducto han sido calculadas en el concepto de no invertir más material en la construcción del que es necesario, sin que por ésto se resienta la solidez de la obra, como lo comprueban los cálculos gráficos que se acompañan, hojas M, números 21 y 22.

Generalmente se invierte en construcciones de bóvedas de mampostería un cubo mucho mayor del necesario y sin provecho alguno: pero en obras de la magnitud de la presente, hay mucha importancia en calcular bien las dimensiones pues una pequeña diferencia en el perfil puede influir poderosamente en el costo de la obra.

Una buena obra de mampostería en mortero hidráulico ó de hormigón, resiste con toda seguridad, según lo universalmente reconocido, esfuerzos á la compresión de 10 kilógramos por centímetro cuadrado, no obstante en ninguna parte del proyecto se ha excedido de 8 kilos, manteniéndonos así en un límite prudente.

Para las fundaciones en tosca se ha calculado una carga de 2 y medio kilógramos por centímetro cuadrado ó sea 25 toneladas por metro cuadrado.

El material á emplearse en esta obra es : la mampostería de ladrillo prensado. con mortero hidráulico, y el hormigón con piedra. El hormigón deberá emplearse en las fundaciones de los pies derechos y en los pisos, la mampostería de ladrillo en los pies derechos y en las bóvedas, de acuerdo con las secciones marcadas en las hojas M, números 4, 6, 8 y 10. No obstante, se ha proyectado la alternativa de emplear el hormigón en las bóvedas, de conformidad á las secciones marcadas en las hojas M, números 5, 7, 9 y 11, en general algo menores que las de mampostería.

El empleo del hormigón en las bóvedas reclamaría el consumo de una buena cantidad de cemento Portland y arena Oriental, materiales de importación cuyo uso debe limitarse, en mi opinión, á lo más indispensable. Por otra parte la adopcion del hormigón en bóvedas de las dimensiones proyectadas quedaría sujeta á contingencias que se eliminan con el empleo de la mampostería de ladrillo.

Estas consideraciones me inducen á aconsejar á la comisión la adopción de este material con preferencia al primero.



Se adjunta á la presente los cómputos métricos detallados de todas las obras, los análisis de los precios unitarios y el presupuesto general que se eleva á la suma de pesos 8.407.340,48 moneda nacional de curso legal, en el que se ha incluido un 10 por ciento para inspección é imprevistos, que por tratarse de una obra de tal magnitud y cuya ejecución puede reclamar algunos años, he considerado prudente adoptar.

A fin de facilitar la ejecución de esta obra, se podría dividir en tres secciones de un costo aproximativamente igual. La primera sección abarcaría el trayecto desde la calle Garay hasta el hectómetro 19, al norte de la prolongación de la calle Rivadavia, y enlazaría los conductos de las calles Garay, Europa, San Lorenzo y Mejico.

La segunda sección abarcaría el trayecto desde hectómetro 19 hasta el 29, después de haber cruzado la calle Córdoba y salir del malecón de las Catalinas, recogiendo á su paso los conductos de Cangallo y Córdoba.

La tercera sección abarcaría el trayecto desde el hectómetro 29 hasta la desembocadura.

Estas tres secciones representan aproximadamente el mismo costo. La segunda comprende menos cubo en el colector principal, pero en cambio está incluida en ella la reconstrucción del conducto de Cangallo.

Terminada la primera sección podrán habilitarse los terrenos comprendidos entre el Paseo Colón y los diques hasta la calle Rivadavia convertidos hoy en focos peligrosos de infección.

Buenos Aires, 23 abril de 1895.

CARLOS ECHAGÜE.

PRESUPUESTO GENERAL DEL COSTO DEL CONDUCTO DE DESAGÜE PARA DESCARGA DE LOS CONDUCTOS DE TORMENTA

Indicación de la Obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario m/n	Importe m/n
Excavación en tierra fácil	m³	283.960,66	0,70	198.772,46
Excavación en tosca	»	47.345,68	1,20	56.814,82
Fundaciones de hormigón..........	»	10.653,39	42,46	4523.42,94
Mampostería en pié-derechos y cimientos.	»	50.801,29	40,31	2.049.321,01
Mampostería en bóvedas	»	42.557,17	49,22	2.094.663,91
Hormigón en bóvedas.........	»	67,45	51,14	3.449,39
Relleno de hormigón en escalones.......	»	662,13	49,49	32.768,81
Relleno de escombros entre tosca y piso..	»	23.306,93	15,10	351.934,64
Pisos de hormigón...............	»	18.047,35	42,46	766.290,48

Indicacion de la Obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario m/n	Importe m/n
Rejuntado en bóvedas y partes de pié-derechos	m²	100.947,47	2,07	208.961,26
Revoque en pisos	»	58.061,55	2,31	134.129,11
Reconstrucción de adoquinados con contrapiso	»	16.668,61	10,00	166.686,10
Mampostería ordinaria de piedra	m³	361,90	40,00	14.596,00
Dovelas y cornisamiento de sillería	»	59,92	160,00	9.587,72
Ataguía para formar cajón en la desembocadura	m¹	85,00	200,00	17.000,00
Ataguía en terraplenes para formar tajamar	»	320,00	56,00	17.920,00
Demolición de parte del malecón exterior en la desembocadura	m³	584,00	15,00	8.760,00
Reconstrucción de la parte del malecón que se unirá con los paramentos del conducto	»	56,00	40.00	2.240,00
Terraplen para cubrir el conducto con trasporte medio de 500 metros	»	224.838,79	1,00	224.838,79
Transporte de tierra sobrante para formar terraplenes de tajamar, distancia media de 450 m³	»	100.900,00	0,80	80.720,00
Bocas ventilación, con tapas de fundición	n°	81	150,00	12.150,00
Bocas de registro, con tapas de fundición	»	4	800,00	3.200,00
Demolición del malecón de Las Catalinas, donde es atravesado por el conducto	m³	750,00	10,00	7.500,00
Reconstrucción del puente provisional en la prolongación de la calle Cangallo	»	—	—	10.000,00
Demolición de una pequeña parte de los conductos de Garay, Méjico y Córdoba en la parte donde arrancan las curvas de enlace	»	220,00	15,00	3.300,00
Por cortar las columnas del viaducto y arreglos especiales en el cruzamiento del conducto con la vía del F. C. E. en la calle Belgrano	—	—	—	4.400,00
Reconstrucción del conducto de Cangallo según presupuesto especial	—	—	—	238.359,06
Modificaciones en el Distrito n° 29	—	—	—	200.000,00
				7.370.709,53
Imprevistos é Inspección 10 %	—	—	—	737.030,95
Costo total				8.107.740,48

Asciende este presupuesto á la cantidad de ocho millones ciento siete mil setecientos cuarenta pesos cuarenta y ocho centavos moneda nacional.

Buenos Aires, Marzo de 1895.

FEDERICO STAVELIUS.

V°. B°.

CÁRLOS ECHAGUE.

NOTA. — Las láminas correspondientes al presente artículo, serán repartidas conjuntamente con la entrega de Enero próximo.

[redacted]

LAS PLAGAS DE EGIPTO

EXPLICADAS CIENTÍFICAMENTE

TRABAJO LEIDO EN EL TEATRO NACIONAL EL DIA 16 DE NOVIEMBRE DE 1894
EN LA CONFERENCIA PÚBLICA CELEBRADA POR EL «INSTITUTO DE LIBRE DISCUSIÓN»
Á FAVOR DE LAS VICTIMAS DEL TERREMOTO DE SAN JUAN Y LA RIOJA

En un viejo libro redactado por el Abate Lacroix, texto científico de Zoología, lleno de datos preciosos consignados por el buen sacerdote que ignoraba que las ciencias dejarían de serlo si no sirvieran para hacer remontar el espíritu de los adeptos hasta las excelsas cumbres de la Filosofía — en tal libro aprendí que los milagros no eran quimeras.

Hace de esto muchos años ; —pero el libro era mucho más viejo. Afirmábase en él que en Egipto existía una serpiente dotada de un poder extraño : asida de cierto modo por el cuello, se ponía tiesa, rígida — inflexible —y como el efecto de la compresion continuaba, se la podía arrojar al suelo, con la seguridad de que su rigidez persistiría indefinidamente, sin arrebatarle la vida. Más aún : al pretender doblarla, se quebraba como vídrio.

Otro autor análogo afirmaba que la flexibilidad volvía por cierta manipulacion que hoy se escapa de la memoria — lo que hace poco al caso, si se recuerda que los espasmos, aunque sean tetánicos, pueden curarse por la accion de ciertos medicamentos, como pueden producirse tambien por la simple sujestion.

Egipto... Moisés, el Pueblo Elegido, —los Faraones — las esfinges, las pirámides, los geroglíficos, las ciencias, el Nilo, los sarcófagos, las momias, los papiros, Tot, y Tutmes, y Amenotf y Sesostris, Osiris, los cocodrilos, el buey Apis, las palmeras, y los Ibis, y y los gatos, Isis, los sacerdotes, y los monos, y los dioses y las arenas del desierto... y un cielo sin nubes... y un alma inmortal.

¡ Síntesis extraordinaria de un mundo extinguido ! El pueblo que había tenido tales cosas, era, por sí mismo, un milagro.

¡Con cuánto deleite vuelan en torno de aquellas adquisiciones primeras de la mente las imágenes juguetonas de la fantasía! Abejas zumbadoras que hoy liban en la flor de la Razon, y que todavía conservan reflejos irídeos en sus alas y música en su vuelo!

Abramos el libro — el Libro por antonomásia — la Biblia — « el tesoro de un pueblo » — como le llamó Donoso Cortés. Alfa y omega de la vida y de la muerte, del pasado, del presente y del porvenir; archivo de la Ciencia, de las aspiraciones, del misticismo, de todos los engendros del Oriente, y cuna veneranda del sentimentalismo occidental.

Dentro de una atmósfera incendiada por un sol que jamás velan los celajes, á la sombra de construcciones sepulcrales ciclópeas, indiferente á los alhagos de la vida terrenal que sólo es un paso efímero para la perdurable de ultratumba, se mueve una nacion pensativa y soñadora.

Aristócratas que conocen sus antepasados por miles de años, sus hijos se rehusan al trabajo servil, y mientras su espíritu vaga en el ensueño de las aspiraciones infinitas, los esclavos ejecutan para ellos lo que sus manos ineptas no podrían realizar.

Un Rey que es casi un Dios, doblega millones de cabezas al extender su cetro — y los sacerdotes doblegan á su Rey.

Pero ese pueblo de esclavos es una colectividad de seres vivos, de seres humanos ; — ese pueblo crece y se multiplica porque obedece á una ley natural, y una ley natural es una ley divina para su dogma.

Los hijos de Abraham, los descendientes de Jacob, se cuentan ya por centenas de miles, y su número engendra el temor en el corazon de los Faraones.

El imperio de una ley, hija de ese temor, obliga á las madres á arrojar al Nilo sus hijos varones.

Un niño, sustraido durante tres meses á tal muerte, por el amor matern... es arrojado á las aguas en un arca.

L... al Faraon le salva, le adopta, y le llama *Moisés*.

F... e por ad... crece y conoce su orígen.

I... maltra... hebreo; Moisés lo mata y lo esconde en...

... dispu... isés se interpone.

... tú ... te en nuestros negocios? ¿quieres ... m... l Egipcio?» pregunta uno de ellos.

... ahi... ma Moi...



El Faraon llega á saberlo y le busca para hacerlo morir.

Huye léjos, muy léjos, á la tierra de Midiau.

Moisés se acerca á un pozo, y conoce á las siete hijas de Jetro el sacerdote, las ayuda á dar de beber á los rebaños y las proteje contra las agresiones de los pastores. Jetro le dá en matrimonio su hija Zipporah, y Moisés se encarga de los rebaños de su suegro.

Allí, en medio de la soledad y en la indolencia de su tarea, el vértigo de la observacion se apodera del cerebro instruido del hijo adoptivo de la princesa egipcia, de aquel niño educado en una corte, y guiado por los sacerdotes, que eran los sábios, por el dédalo de una ciencia soberana que ha dormido el sueño de las edades entre los sarcófagos de las criptas, entre los misterios de los geroglíficos, mecida por el rumor de las palmeras, y á la sombra de los granados de Tebas y de Memfis, de Tanis y de Sienu, de Karnak y de Luksor, esperando que el génio de Champollion la despertara de su letargo de papiro, de su sopor de granito; — Lázaro de veinte siglos, envuelto aún por las últimas vendas de una civilizacion de tumbas, con Esfinges que aún contemplan, á través de la piedra y de los siglos, la imágen impalpable del porvenir y de la esperanza.

Sábio por su educacion y observador por las circunstancias, Moisés escucha la voz de la Naturaleza reveladora de sus misterios á los que saben aplicar la voluntad en la atencion y la inteligencia en el criterio.

En su alma llena de luz, brillan enjambres de hechos positivos vinculados por sus leyes — y en su corazon que atenacean el dolor del destierro y la ignominia en que yace su estirpe, se enciende el númen del profeta, la resolucion del mártir, las visiones del iluminado — y marcha á salvar su pueblo.

Todas las voces del desierto acarician sus oidos de soñador oriental. La zarza encendida del monte Horeb le envía la voz del Señor: « *Yo soy el que soy!* » La palabra sublime está dicha. Es una realidad de su alma; — y solamente la Libertad podrá encarnarse en el místico engendro.

Moisés acompañado de Aaron, su hermano, se presenta al Rey.

— « Devuelve su libertad á los hijos de Israel, — dice al monarca — « para que vayan al desierto á adorar á su Señor ».

— « Dame pruebas de tu mision. »

Moisés, por la mano de Aaron, arroja su vara al suelo, y la vara se transforma en serpiente.

« Entónces Faraon (*Exodo*, VII, 11) llamó tambien á los sábios y á los brujos ; y los magos de Egipto, con sus encantamientos hicieron lo mismo. »

(12) « Porque cada uno arrojó al suelo su vara, y éstas se convirtieron en serpientes ; pero la de Aaron se tragó á las otras » — lo cual deja suponer que era mayor.

No se sabe positivamente si en la República Argentina existe alguna víbora que ofrezca la particularidad de la de Egipto, segun lo afirma el Abate Lacroix, ni podemos suponer que á nadie se le ocurra aclimatar aquella especie en nuestro país ; pero sí podemos sospechar la cara que pondría cualquier magistrado moderno á quien un iluminado se le presentase exigiéndole cualquier cosa con la amenaza de convertirle en baston una serpiente, ó una serpiente en baston.

Despues de la metamórfosis aludida, comienzan las diez plagas.

Léjos de mi la pretension de explicar el sentido místico, ó esotérico, ó el simbolismo religioso que envuelven los versículos de esta parte del *Exodo*. Lo único que deseo demostrar es que Moisés era un observador insigne, un hombre de ciencia, que aprovechaba sus conocimientos para ponerlos al servicio de su pueblo (y de su ambicion de mando), entregándole la anhelada libertad, y procurando romper el yugo, cada vez más pesado, con que los Faraones agoviaban su cerviz (lo cual los habilitaba para soportar uno más pesado aún).

Semejante afirmacion parece trivial, porque no se puede llegar á ser un legislador de su talla, impuesto como tal por la Religion, y reconocido por la Ciencia, sin adquirir previamente un gran prestigio por el saber y por el carácter, máxime tratándose de un pueblo de tan difícil manejo como el Elegido, tipo histórico de la desobediencia á sus Gefes, y perpétuo transgresor de las leyes. Por otra parte, es necesario recordar que Moisés profetiza, es decir, anuncia lo que ha de suceder, y esta circumstancia, que no aturde á los magos del Faraon, que tambien son sábios, puede abrumar á las masas ignorantes y supersticiosas.

Cristóbal Colon, que está á punto de ser canonizado, si no lo ha sido ya, amenazó con tinieblas á los inocentes salvajes, ó con apagarles la Luna en un momento solemne, lo que no se hubiera verificado, como se verificó, si el ilustre navegante no hubiese sabido que, en tal momento, se debía producir un eclipse total.

[redacted]

Nada hay que asombre tanto á los niños como la *profecía* de que vá á oirse un gran trueno despues de un relámpago intenso, profecía que pertenece casi al sentido comun, cuando se sabe que la luz recorre cerca de 80000 leguas por segundo, y el sonido solamente 300 metros.

La virtud de profetizar no ha desaparecido aún, y ántes por e contrario se generaliza más cada día, pudiendo decirse que hoy la poseen, como precioso instrumento, los matemáticos. Existía no ha mucho en Lóndres un estadígrafo que anunciaba, con aproximacion sorprendente, el número de suicidios que se llevarían á cabo en el año en aquella ciudad—y todos sabemos que los tránsitos de Mercurio y de Vénus, que son eclipses en miniatura, se pueden anunciar con cientos de años de anticipacion. Por el momento, y fundándonos en una experiencia de siglos, podemos profetizar que mañana saldrá el Sol.

Moisés no era jóven cuando se hizo presente al Faraon. El Exodo nos dice que tenía entónces 80 años de edad, y su hermano 83.

PRIMERA PLAGA.—*Transformacion de las aguas en sangre.*—Despues de realizarla Moisés, la repitieron los sábios ó brujos de la corte egipcia, segun lo afirma el versículo 22 del Capítulo VII.

Las llúvias de sangre se han repetido varias veces.

No sé qué valor histórico tendrá el hecho que voy á citar; pero lo recuerdo accidentalmente porque lo he leido en alguna parte. En la víspera de una batalla, y al hacer sus oraciones, Carlomagno suplicó al Señor le señalara los guerreros que morirían en aquella. Inmediatamente aparecieron manchas rojas en las vestiduras blancas de los caballeros. El Emperador, entonces, los hizo encerrar en una torre para salvarlos. Pero, cuando volvió triunfante, estaban muertos... de hambre.

En la Edad Media, estas llúvias de sangre originaban procesiones inmensas, durante las cuales se agotaban, por decirlo así, todas las formas de la plegaria, de la rogativa y del conjuro. Pero ahora, como en todos los países civilizados se enseña Historia Natural en las escuelas, ya sabemos de lo que se trata.

La causa es una simple mariposa.

Cuando estos animales rompen la crisálida, expelen un liquido de colores variados, segun las especies, desde el blanco hasta el negruzco; se le llama *meconio*, y en los mamíferos tambien pez. Muchas veces sucede que las condiciones ambientes les permiten

desplegar las alas con rapidez, y entonces vuelan, soltando el meconio durante su viaje aéreo. Si este líquido es rojo y cae en una superficie blanca, hace toda la impresion de una gota de sangre. En Buenos Ayres, el hecho es frecuente; pero el color, aunque rojizo, no es de sangre, y las gotas son tan escasas que no llaman la atencion. Pero en el Viejo Continente, sobre todo en Europa, parte de Asia, y en Africa al Norte (por lo tanto en Egipto), abunda una mariposa que expele un meconio rojo de sangre, y no me sorprendería que alguno de mis estimados oyentes conociera el hecho por experiencia propia.

Ahora bien: una llúvia de sangre no se debe á otra causa que al paso de millones de tales mariposas. Pero ¿se han visto bandadas tan ingentes como todo eso? Que lo digan los cultivadores de lino de Chivilcoy, que perdieron, no hace muchos años, una cosecha de miles de hectáreas, devorada por las orugas de una mariposa amarilla (*Colias Lesbia*) que, á los pocos dias, llenó el aire con sus alas brillantes. Si mañana sucediera una calamidad igual, cualquier observador podría profetizar que el aire, en breve tiempo, se llenaría de mariposas amarillas. *Pauca verba capientibus!*

Si nos colocamos en condiciones de excepcional, ó, más bien, fenomenal abundancia de Vanesas, las aguas de un rio de poco caudal pueden llegar á teñirse, y las más limitadas á corromperse, produciendo la muerte de los peces.

Sinembargo, podemos eliminar las mariposas como causa del fenómeno que recuerda el Exodo.

El ilustre egiptólogo Maspero nos dice que las primeras aguas de toda inundación periódica del Nilo tienen un color rojo de sangre; que son intomables; que se filtran por la tierra y penetran en los pozos; que matan los peces y se corrompen con facilidad. Gran milagro! En vista de que los magos de la corte repitieron la maravilla (vers. 22), el Faraon no hizo caso de Moisés; su corazon se endureció, recargando cruelmente el trabajo de los hijos de Israël.

Segunda plaga.—*Las ranas.*—El Egipto ha sido siempre un país predilecto de las ranas, á tal punto, que abundan allí, de un modo extraordinario, las aves que se las comen.

No dice el Exodo al cuanto tiempo despues de la primera plaga se verificó la segunda, y puede suponerse que Moisés observara, despues de una creciente del Nilo, y al retirarse las aguas, una multitud de renacuajos en los charcos y lagunas, dejados por el rio al

volver á tomar su cauce. Un observador como él tenía que saber cuándo estarían aptos para la marcha, esos animales, lo que podría verificarse en momentos, en que aquellas aguas se secasen. En un país tan seco como el Egipto y de un sol tan ardiente, las ranas que se desarrollen en el valle, al pié de una meseta distante, por ejemplo, casi no pueden llegar al Nilo si se les seca la laguna, especialmente si viajan de día: tienen que morir, á lo menos las que no busquen reparos. No precisamente en la ciudad, pero sí en los alrededores, hemos tenido aquí muchas veces plagas de sapos. En Verano, buscando la sombra, se meten por todas partes, en los dormitorios, en los corredores. En estos momentos, el Jardin Zoológico y el Parque 3 de Febrero estan inundados de sapitos. Los que andan en carruaje no los ven; los peatones sí. Con aquel sol egipcio, un charco se seca muy pronto, y los sapos inundan el suelo, como lo dice el versículo 6°, Capítulo VIII.

Los magos de la corte hicieron lo mismo que Moisés y Aaron.

Desesperado el Rey, llamó á ambos, y les dijo que suplicaran al Señor los librasen á él y á su pueblo, de las ranas, y que dejaría en libertad á los Hebreos.

—«¿Cuándo quieres que te libre de ellas?»

—«Mañana»—respondió el Faraon. Nosotros hubiéramos dicho: «Ahora mismo».

Ante la plegaria de Moisés, las ranas (vers. 13) murieron en las casas, y en las aldeas y en los campos.

Versículo 14. «Y las reunieron en montones, y el país apestal a».

El corazon apestado del Rey se endureció y no cumplió su promesa, por lo cual Moisés impuso la

Tercera plaga.—Esta no tiene otra explicacion que una falta de cuidado de sus personas, ó un descuido en la limpieza á causa de dedicar los habitantes toda su atencion á formar los montones de ranas. No es imposible que la palabra originaria haya sido mal vertida. Ya sabemos, por otra parte lo que hacen las moscas en los montones de ranas muertas, y en qué se convierte lo que hacen las moscas. Esta plaga no fué repetida por los magos.

Cuarta plaga. —*Las moscas.* —Era lo más natural. La casa del Faraon, las casas de sus sirvientes, las casas de sus súbditos, toda la tierra de Egipto se llenó de moscas,..... procedentes de los grandes montones de ranas muertas. Si en vez de amontonarlas las hubie-

sen quemado ó echado al Rio, no habría sucedido tal cosa. Esta plaga la tenemos todos los Veranos en Buenos Ayres, especialmente cerca del Parque 3 de Febrero, donde las casas de los ministros, las casas de los generales, las casas de todos, se llenan de tal manera de moscas, que uno dejaría cualquier cosa en libertad con tal de verse libre de ellas. Pero las moscas de Egipto eran de otra especie.

El Faraon, como siempre, prometió, pero no cumplió.

QUINTA Y SEXTA PLAGAS.—*Pestes en los animales y en los hombres.* —Durante su campaña de Egipto, Napoleon fué testigo de una peste semejante, y entónces no había Faraones, ni Hebreos en cautividad. Los cronistas y los poetas nos han referido las hazañas de su valor y abnegacion en tan duro trance; el heroismo del Doctor Desgénèttes ha sido cristalizado en estrofas perdurables de Barthélémy y Méry, y Gros, en sus telas, ha inmortalizado aquel cuadro de los horrores de Jaffa.

Estas plagas sólo pueden analizarse en una reunion de médicos. La cortesía más elemental impone silencio en presencia de damas.

A pesar de la plaga, el corazon del Rèy se endureció más, y no cumplió lo prometido.

Esta vez los magos de la corte no pudieron tampoco repetir el fenómeno, y como la peste los atacó tambien á ellos, aconsejaron al Faraon que diese libertad á los Hebreos, porque en ello se veía «el dedo de Dios».

SÉPTIMA PLAGA.—*Truenos, rayos, lluvia y granizo.*—En otro país, quizá se podría anunciar una tormenta como la que constituye esta plaga; pero en Egipto nó; es decir, la Meteorología moderna carece aún de elementos suficientes para ello. El Faraon, espantado, pidió gracia, prometió, y no cumplió.

OCTAVA PLAGA.—*Langostas.*—Cuando la tormenta de la 7ª plaga, se perdió completamente en Egipto la cosecha de cáñamo y de cebada, porque ambas especies se encontraban muy avanzadas en su vegetacion; pero se salvaron el trigo y el arroz, que aún no habían brotado. La langosta, como plaga, es antigua conocida nuestra, y lo interesante es que la especie Argentina es la misma que tantos daños ha causado y causa en el resto del mundo, la misma que invadió el Egipto despues de nacer el trigo y el arroz. Moisés, como cualquier campesino nuestro, sabía lo que era *la saltona.* El Faraon era pueblero, y, como siempre prometió y no cumplió.

NOVENA PLAGA. — *Tinieblas.* — Dados los conocimientos astronómicos de los egipcios, y en particular los de Moisés, podría creerse que éste se hallaba en condiciones de calcular un eclipse total de Sol ó de Luna. Pero el texto habla de *tinieblas palpables que duraron tres días*, lo cual puede ser exajerado, porque en ninguna ocasion parece tan largo el tiempo como en las tinieblas. Podría explicarse tambien, de un modo natural, admitiendo una tormenta de arena, sustancia que abunda en aquellas comarcas, con vientos del Sahara, muy propicios para tal objeto.

A ruego, y con promesas del Faraon, Moisés hizo desaparecer las tinieblas; pero, pasado el susto, las promesas no se cumplieron.

DÉCIMA PLAGA. — *La muerte de los primogénitos.* — El Señor inspiró gran confianza en el corazon de los Egipcios, incluso en el del Faraon, por los Hebreos, — y un gran respeto por Moisés. Todas las hijas de Israel, en cumplimiento de una indicacion previamente hecha á Moisés en el Monte Horeb, pidieron, á sus vecinas, joyas de plata y oro prestadas, con la intencion de guardarlas y no devolverlas. Y así se hizo. Los hijos de Israel, al través de la Historia, han pagado muy caro este abuso de confianza.

El asesinato del Egipcio estaba prescripto de hecho despues de sesenta años de destierro. Dos ó tres Faraones habían reinado, y nadie se acordaba de aquel crímen.

A medida que las plagas se sucedían, aumentaban las exigencias de Moisés. Al final, ya no era solamente la libertad de su pueblo lo que pedía al monarca, cada vez más empedernido en conservar sus esclavos. El Rey era un bribon, sin fé y sin palabra, pero Moisés, en su carácter de iluminado y en su temple de caudillo, no era hombre de detenerse en miramientos.

Acababa de manchar el alma de las hijas de Israél aconsejándoles el robo de las joyas. Para los Hombres reservaba algo más grave.

— «Si no dejas mi pueblo en libertad, morirán los primogénitos.»

Y sucedió que, á media noche, murieron todos los primogénitos de Egipto, «desde el primogénito del Faraon, que se sentaba en su trono, hasta el primogénito de la cautiva encerrada en la prision; y todos los primogénitos de los ganados» (*Exodo*, XII, 29).

La confianza inspirada al corazon de los Egipcios hácia el pueblo de Israel, puso en manos de las mujeres las joyas de oro y de plata; y, en las de los hombres, el puñal del asesino.

Tales son las diez plagas de Egipto.

Al finalizar, insistiré en la expresion del espíritu que me ha guiado: juzgar, con el criterio del naturalista, lo que las preocupaciones no permiten interpretar, ni examinar, sinó con el espíritu místico.

Muchos hechos naturales se nos explican á veces de tal manera que, no solamente no alcanzamos á comprenderlos, sino que nos oscurecen los demás.

Nada más general que lo que se lée en casi todas las Historias respecto de Alejandro el Grande: se nos dice que murió á consecuencia de una orgía. Basta leer Plutareo. Con el texto en la mano, cualquier médico que estudie el orígen y desarrollo de su enfermedad reconocerá en el acto que el hijo de Filipo murió de una *Fiebre tifóidea.*

Gran político fué Moisés.

Para reconocerlo, y con el espíritu que nos seduce en estos tiempos, no sería menester sinó recordar el empeño que puso en salvar su pueblo — el pueblo soberano — el pueblo elegido — el ilustre pueblo, al que, una vez en libertad, le hizo degollar 30.000 individuos porque adoraba el becerro de oro; — y, más tarde, otros 30.000 de todo sexo y edad porque uno de ellos se casó con una Madianita, y casado y vivo se quedó.

Inspirado y protejido por la Divinidad, parece que no debiera haber sido necesaria una ostentacion de tantas prestidigitaciones y amenazas, que amenguaban, por su falta de éxito, el inmenso poder de aquella; pero, naturalmente, para subyugar mas tarde el pueblo, pisotearlo, maltratarlo, y degollarlo, era preciso darle pruebas de su energía individual y política, sin dejar por eso de alhagar sus malos instintos, propios de su orígen étnico y social. Maquiavelo no ha sido más hábil.

En épocas más felices, otros legisladores por el estilo de Moisés han sido considerados por sus enemigos como la verdadera plaga de la Libertad.

Eduardo Ladislao Holmberg.

